

Estudo de Atirantamentos Ancorados no Plano
Perpendicular às Fachadas de Alvenaria.
Análise de Proposta de Dimensionamento

André Filipe Ribeiro Cruz

Dissertação apresentada no Instituto Superior de Engenharia do Porto para obtenção do
grau de Mestre em Engenharia Civil – Ramo de Construções

Orientador

Professor Doutor Engenheiro Alexandre Aníbal Meira Guimarães Costa

Porto

À minha Família

Aos meus amigos

À Andreia

“Tal como as folhas das árvores se movem com o vento,

a mente move-se com a respiração...”

AGRADECIMENTOS

Este trabalho marca o fim de mais uma etapa, que não seria possível sem o empenho de algumas pessoas que gostaria de agradecer, designadamente:

Ao Professor Doutor Alexandre Aníbal Costa pela sua disponibilidade para a orientação desta dissertação, sugestões e dicas para o desenvolvimento do estudo apresentado.

Aos meus amigos do ISEP que direta ou indiretamente me ajudaram ao longo de todo este percurso académico, por todo o companheirismo e espírito de entreaajuda.

Aos meus amigos do Karaté, Sakura Dojo, em especial ao Sensei Filipe Magalhães, pelos princípios incutidos, respeito, espírito de motivação e de sacrifício, pelos momentos de descontração e desabafo.

Aos meus amigos mais próximos, por todos os momentos de descontração, ajuda e apoio.

À minha namorada Andreia Vieira, que sempre me apoiou nos bons momentos e naqueles momentos mais difíceis de ultrapassar, desabafo e motivação.

À minha família em geral, pelo apoio e motivação em ajudar-me ao longo desta etapa.

Em especial aos meus Pais, Irmão e Avó, que em todo o momento me apoiaram a lutar pelos meus objetivos, que sempre me deram motivação, ânimo e ajudaram a ser quem sou.

A todos o meu Muito Obrigado.

RESUMO

O conceito de atirantamento surgiu no contexto de promover a interação global dos edifícios, nomeadamente, estabelecer as referidas ligações, de modo a prevenir o derrubamento para o exterior das paredes de fachada, perante a ocorrência de ação sísmica ou assentamento das fundações.

Neste sentido, o presente trabalho tem como objetivo, estudar o comportamento dos atirantamentos ancorados no plano perpendicular das fachadas, quando solicitados à tração. No entanto, como as alvenarias são elementos heterogêneos, houve necessidade de desarticular os atirantamentos e estudar cada uma das partes que o compõe: tirantes injetados em alvenarias e sistemas de ancoragem.

Em primeiro lugar, foi elaborado um estudo preliminar sobre tirantes injetados em alvenarias, o qual incidiu no seu dimensionamento, na análise de sensibilidade, apresentação de um caso de estudo e comparação de resultados.

Numa segunda fase fez-se uma revisão bibliográfica dos tipos de Sistemas de Ancoragens mais comuns, onde foram mencionados alguns aspetos, nomeadamente a importância, o objetivo e condições da sua aplicação.

Por último, associaram-se as duas componentes e foram estudados os Atirantamentos. Fez-se um estudo da sua utilização e do seu interesse de aplicação. Foi também analisada uma forma de metodologia de dimensionamento, quando inseridos em alvenarias de tijolo e pedra.

Finalizado este estudo foram traçadas as conclusões e sugeridas perspetivas futuras.

Palavras-chave: Atirantamentos, Tirantes, Sistemas de Ancoragens, Alvenarias.

ABSTRACT

The concept of tie-rods arose in the context of promoting a global interaction of buildings, namely, to establish the referred connections in order to prevent the collapse of the walls to the outside of the façade, in face of seismic activity or settlement of the foundations.

In this sense, the present work aims to study the behavior of tie-rods in the out-of-plane behavior of façades under tension. However, due to the heterogeneity of the walls, it was necessary disarticulate the tie-rods mechanism. It was also necessary to study each of the parts that compose it: injected bars into the masonry and anchorage systems.

Firstly, it was conducted a preliminary study about injected bars into masonry, which has focused on their design, sensitivity analysis, presentation of a case study and comparison of results.

Secondly, it has been made a literature review of the different and more common, anchorage systems, where some relevant aspects have been mentioned, such as the importance, the purpose and the conditions of their application.

In the end, these two components were associated and the mechanism of tie-rods has been studied. It was made a study of their use and interest of application. It was also analyzed a methodology for design, when these are inserted in brick and stone masonry.

This study has been completed with the conclusions and suggestions for future developments.

Keywords: Tie-rods, masonry, anchored system.

ÍNDICE GERAL

1. Enquadramento	1
1.1. Introdução	1
1.2. Objetivos e Justificação.....	2
1.3. Estrutura do Trabalho	3
2. Apresentação do Problema	5
3. Tirantes.....	9
3.1. Descrição da Funcionalidade dos Tirantes.....	9
3.2. Método de Dimensionamento de Pregagens Ancoradas por Injeção	12
3.2.1. Rotura pela Pregagem	13
3.2.2. Rotura por Destacamento do Cone	14
3.2.3. Rotura por Falta de Aderência do Tijolo	16
3.2.4. Rotura pelas Juntas de Argamassa	16
3.3. Análise de Sensibilidade	18
3.3.1. Análise de Sensibilidade para a Rotura pela Pregagem	18
3.3.2. Análise de Sensibilidade para o Destacamento do Cone	19
3.3.3. Análise de Sensibilidade para a Falta de Aderência dos Tijolos	20
3.3.4. Análise de Sensibilidade para a Rotura pelas Juntas de Argamassa.....	22
3.4. Aplicação a um Caso de Estudo.....	24
3.4.1. Âmbito	24

3.4.2. Apresentação dos Resultados.....	25
3.4.3. Comparação de Resultados.....	28
3.5. Conclusões.....	31
4. Sistemas de Ancoragens	33
4.1. Introdução.....	33
4.2. Ancoragens em Cunha (Sistema Tradicional)	35
4.3. Ancoragens em Chapa Metálica.....	36
4.4. Ancoragens sobre Perfil Metálico Tipo “U”	38
4.5. Ancoragens em Betão Armado.....	39
4.5.1. Ancoragens em Betão Armado realizadas <i>In-Situ</i>	39
4.5.2. Ancoragens Pré-Fabricadas em Betão Armado.....	40
4.6. Conclusões.....	41
5. Atirantamentos	43
5.1. Introdução.....	43
5.1.1. Ligações entre Paredes	45
5.1.2. Ligações entre Paredes e Pavimentos	47
5.2. Análise dos Modos de Rotura	50
5.2.1. Rotura pelo Parafuso.....	54
5.2.2. Análise de Dimensionamento por Rotura das Juntas de Argamassa	54
5.3. Análise de Sensibilidade.....	57
5.3.1. Rotura pelo Parafuso.....	57

5.3.2. Rotura pelas Juntas de Argamassa	58
5.4. Conclusões	64
6. Considerações Finais.....	67
6.1. Conclusão	67
6.2. Desenvolvimentos Futuros	68
7. Bibliografia.....	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ilustração esquemática de mecanismos de rotura das paredes exteriores para fora do plano. [4]	5
Figura 2.2 – Exemplos de reforço da ligação entre paredes através de pregagens curtas. [3].....	6
Figura 2.3 – Exemplo de aplicação de atirantamentos. [5].....	6
Figura 3.1 – Mecanismos de rotura de paredes de alvenaria para fora do seu plano sob ação horizontal. [10]	10
Figura 3.2 – Mecanismos de colapso em arcos de alvenaria. [11]	11
Figura 3.3 – Esquema representativo dos possíveis modos de rotura: (a) rotura pela pregagem; (b) rotura por destacamento do cone; (c) rotura por falta de aderência do tijolo; (d) rotura pela argamassa.	13
Figura 3.4 – Esquema de rotura da pregagem por insuficiência de capacidade resistente à tração. .	14
Figura 3.5 – Esquema representativo da força máxima de tração aquando a ocorrência do destacamento do cone de rotura.	15
Figura 3.6 – Esquema de rotura por insuficiente aderência do tijolo.	16
Figura 3.7 – Esquema de rotura por falta de aderência da argamassa.	17
Figura 3.8 – Algumas fases da execução dos ensaios de “pull out”. [19]	25
Figura 4.1 – Reforço através de tirantes ancorados: (a) placa circular (“bolacha”); (b) e (c) outras configurações de ancoragens clássicas, em Genebra (Suíça). [9]	34
Figura 4.2 – Exemplos de ancoragens tradicionais em cunha com cavilha em Y e reta. [5]	35
Figura 4.3 – Exemplo de uma ancoragem tradicional recente [20]	36
Figura 4.4 – Exemplo de uma ancoragem tradicional antiga [20]	36
Figura 4.5 – Exemplos de tirantes adaptados com chapas de ancoragem. [5]	37
Figura 4.6 – Exemplo de chapa de ancoragem quadrangular. [21]	37
Figura 4.7 – Esquema representativo de aplicação de ancoragens sobre um perfil metálico em U: (a) em planta; (b) em corte; (c) esquema de funcionamento. [5]	38
Figura 4.8 – Exemplo de ancoragens realizadas em betão armado <i>in-situ</i> . [5]	40
Figura 4.9 – Exemplos de ancoragens retas realizadas em betão armado pré-fabricado. [5]	40
Figura 4.10 – Exemplos de ancoragens de canto realizadas em betão armado pré-fabricado. [5]	41
Figura 4.11 – Exemplo de ancoragens de ângulo realizadas em betão armado pré-fabricado. [5]	41
Figura 5.1 – Efeito de arco provocado pela transmissão das forças atuantes na alvenaria para as ancoragens, e estas dissipam-na internamente, às fachadas, por um comprimento de influência. [5]	43
Figura 5.2 – Aplicação de tirantes num edifício em Ortigia, Italia. [5]	44
Figura 5.3 – Mecanismos de colapso sob ações horizontais: (a) primeiro modo; (b) segundo modo. [5]	46
Figura 5.4 – Exemplo da aplicação de tirantes para melhoria das ligações entre paredes e pavimentos de madeira. [5]	48

Figura 5.5 – Exemplo de aplicação de diferentes tipos de ancoragens a nível do piso: (a) ancoragem sobre perfil “U”; (c) ancoragem pré-fabricada em betão armado de canto; (b) e (d) ancoragens pré-fabricadas em betão armado reta. [5].....	48
Figura 5.6 – Esquema de uma ancoragem pré-fabricada em betão armado, fixada às vigas de madeira [5]	49
Figura 5.7 – Esquema de um tirante pregado perpendicularmente às vigas de madeira [5].....	49
Figura 5.8 – Intervenção de reforço entre pavimentos de madeira e a parede de alvenaria. [26]	49
Figura 5.9 – Colocação de tirante ao nível do pavimento. [27]	49
Figura 5.10 – Pregagens entre paredes exteriores e os pavimentos: (a) vigas paralelas à parede; (b) vigas ortogonais à parede. [3].....	50
Figura 5.11 – Modos de rotura: (a) pela ligação aparafusada; (b) pelas juntas de argamassa.	53
Figura 5.12 – Esquema representativo duma parede em alvenaria de pedra simples: (a) antes do arrancamento da placa de ancoragem; (b) modo de rotura por atrito entre juntas.	59
Figura 5.13 – Esquema representativo duma parede em alvenaria de tijolo simples: (a) antes do arrancamento da placa de ancoragem; (b) modo de rotura por atrito entre juntas.	61

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Tabela síntese dos tipos de rotura de acordo com o Anexo C da ETAG 029 [16]:	12
Tabela 3.2 – Valores de referência de f_{vko} de acordo com o Anexo C da ETAG 029 [16]:	18
Tabela 3.3 – Valores médios obtidos dos ensaios realizados à argamassa e aos tijolos. [19]	26
Tabela 3.4 – Resultados dos ensaios de compressão simples nos painéis de alvenaria. [19]	26
Tabela 3.5 – Resultados dos testes de <i>pull-out</i> realizados em amostras de alvenaria, com as pregagens inseridas no tijolo. [19]	27
Tabela 3.6 – Resultados dos testes de <i>pull-out</i> realizados em amostras de alvenaria, com as pregagens inseridas na argamassa. [19]	28
Tabela 3.7 – Valores de K_1 calculados a partir da aplicação da expressão 3.3:	29
Tabela 3.8 – Força característica máxima obtida por rotura da pregagem:	30
Tabela 3.9 – Força característica máxima obtida por falta de aderência do tijolo:	30
Tabela 3.10 – Resultados obtidos para a rotura das juntas de argamassa:	30
Tabela 3.11 – Comparação dos resultados obtidos:	30
Tabela 5.1 – Designação das paredes dos edifícios de acordo com a natureza, dimensão, grau de emparelhamento, rigidez, resistência à flexão e ao corte [3]:	52
Tabela 5.2 – Modos de rotura pelo parafuso e pelo corte das juntas:	53

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 – Variação da força de dimensionamento por insuficiência de resistência à tração ($N_{Rd,s}$), em função do diâmetro (\varnothing) e da classe de resistência da mesma.	19
Gráfico 3.2 – Variação da força de tração resistente de dimensionamento ($N_{Rd,p}$) em função: (a) da variação da profundidade de embutimento (h_{ef}) para um f_{ck} de 2,5 MPa; (b) da resistência à compressão da alvenaria (f_{ck}), para um h_{ef} de 100 mm.	20
Gráfico 3.3 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,b}$), em função da tensão de aderência dos tijolos (f_{bok}).	21
Gráfico 3.4 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,b}$), em função do diâmetro da pregagem (\varnothing).	21
Gráfico 3.5 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,b}$) em função da profundidade de embutimento da pregagem (h_{ef}).	21
Gráfico 3.6 – Variação da força máxima de tração ($N_{Rd,pb}$) em função da tensão de compressão atuante no plano da alvenaria e do tipo de argamassa (σ_d), para: l_b , b_b e h_b , de 230 mm, 100 mm e 50 mm, respetivamente.	22
Gráfico 3.7 – Variação da força máxima de tração ($N_{Rd,pb}$) em função da altura das unidades de tijolo (h_b), para: σ_d de 0,70 MPa; l_b e b_b de 230 mm e 100 mm, respetivamente.	22
Gráfico 3.8 – Variação da força máxima de tração ($N_{Rd,pb}$) em função do comprimento das unidades de alvenaria (l_b), para: σ_d de 0,70 MPa; b_b e h_b de 100 mm e 50 mm, respetivamente.	23
Gráfico 3.9 – Variação da força máxima de tração ($N_{Rd,pb}$) em função da largura das unidades de alvenaria (b_b), para: σ_d de 0,70 MPa; l_b e h_b de 230 mm e 50 mm, respetivamente.	23
Gráfico 3.10 – Valor de K_1 obtidos a partir das forças máximas alcançadas para o destacamento do cone.	29
Gráfico 5.1 – Análise de sensibilidade da variância da força máxima resistente por rotura à tração do parafuso ($N_{Rd,b}$), em função do diâmetro da parte roscada do tirante (\varnothing) e de diferentes classes de resistência de aço.	57
Gráfico 5.2 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,pb}$) que se pretende mobilizar, em função da área de argamassa, para: $f_{vko} = 0,078$ MPa; espessura de parede $b = 0,35$ m; coeficiente de atrito $\mu = 0,70$	59
Gráfico 5.3 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.	59
Gráfico 5.4 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,pb}$) que se pretende mobilizar, em função da área de argamassa, para: $f_{vko} = 0,20$ MPa; coeficiente de atrito $\mu = 0,40$; espessura de parede $b = 0,10$ m.	60
Gráfico 5.5 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.	61
Gráfico 5.6 – Variação da força de dimensionamento em função da área mobilizada, para valores de comprimento (l) entre 0,20 e 0,70 m e uma relação $h/l = 1$: alvenaria de pedra (linha continua); alvenaria de tijolo (linha tracejada).	62
Gráfico 5.7 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.	62

Gráfico 5.8 – Variação da força de dimensionamento em função da área mobilizada, para valores de altura entre 0,20 e 0,70 m e uma relação $h/l = 0,50$: alvenaria de pedra (linha contínua); (b) alvenaria de tijolo (linha tracejada).....	63
Gráfico 5.9 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.....	63
Gráfico 5.10 – Variação da força de dimensionamento em função da área mobilizada, para valores de altura entre 0,20 e 0,70 m e uma relação $h/l = 0,30$: alvenaria de pedra (linha contínua); alvenaria de tijolo (linha tracejada).....	63
Gráfico 5.11 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.....	63

1. Enquadramento

1.1. Introdução

Pode-se definir Alvenaria como um material heterogéneo que consiste em unidades e nas articulações. As unidades são tijolos, blocos, terra compactada, pedras irregulares e outros. O ligante que estabelece a união destas unidades, argamassa, pode ser argila, betume, giz, cal/cimento de argamassa base, cola ou outro. O grande número de combinações possíveis, gerados pela geometria, natureza e arranjo das unidades, bem como as características de argamassas levanta dúvidas sobre a precisão do termo "Alvenaria". [1]

O elemento alvenaria caracteriza-se assim, por apresentar uma boa resistência à compressão, e em geral grande fragilidade quando solicitada à tração. Esta diferença de comportamentos faz com que a alvenaria seja um material de excelência quando aplicado em elementos estruturais que tenham de resistir à compressão como paredes, pilares, arcos, abóbadas. Esta propriedade é tão importante que determinou a forma das construções antigas. Perante este contexto, as soluções de reforço pretendem, pela sua própria natureza, eliminar, ou pelo menos corrigir, os defeitos básicos que os edifícios apresentam. Algumas das soluções de reforço incluem as injeções, os reforços com armadura exterior, os atirantamentos tirantes metálicos, e as injeções com armadura de reforço. [2]

De acordo com o tema do presente trabalho, o recurso a tirantes metálicos, tem como objetivo principal promoverem o aumento da capacidade resistente da alvenaria, a melhoria das ligações entre paredes (opostas e perpendiculares), e entre paredes e pavimentos. A concretização deste tipo de ligações promove o funcionamento conjunto da estrutura, aumenta a rigidez no plano perpendicular das fachadas, tirando proveito do pré-

esforço, permite estabilizar o processo de fendilhação e ainda, como sendo o mais importante, evita o colapso das paredes para fora do seu plano, aquando a ocorrência, essencialmente, de sismos ou assentamentos diferenciais.

1.2. Objetivos e Justificação

A presente dissertação de mestrado tem como principal objetivo elaborar uma análise de dimensionamento por rotura das juntas, na aplicação de atirantamentos ancorados nas fachadas de alvenaria típicas dos edifícios. A ausência de referências normativas que sirvam como base de apoio no que concerne ao dimensionamento e a aplicação empírica de atirantamentos metálicos, levou a compilar informação existente e a um estudo cuidadoso do comportamento deste tipo de mecanismos quando entram em funcionamento. Esta componente de estudo poderá contribuir para a reflexão da necessidade de elaboração estudos futuros.

Em suma, os objetivos a concretizar ao longo desta dissertação serão:

- Estudo de Tirantes Ancorados por Injeção em Alvenarias de Tijolo, incluindo método de dimensionamento, análise de sensibilidade, aplicação de um caso de estudo e comparação de resultados;
- Elaboração do estudo, identificação e caracterização dos diferentes tipos de Sistemas de Ancoragens existentes tendo em conta o tipo de Alvenaria a que se destina;

- Estudo da aplicação de Atirantamentos metálicos Ancorados em Alvenarias típicas de fachadas. O documento também permitirá fazer uma reflexão dos modos de rotura que poderão ocorrer quando solicitados à tração.

1.3. Estrutura do Trabalho

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos, para além do Capítulo I introdutório, no qual são feitas as considerações iniciais e se justificam os objetivos, a dissertação está assim dividida em mais cinco capítulos.

No Capítulo II foi feita uma apresentação do problema, para se perceber o enquadramento e os objetivos propostos;

No Capítulo III optou-se por numa primeira instância fazer-se uma abordagem aos Tirantes Ancorados por Injeção, fazendo referência ao contexto em que são aplicados e o seu principal interesse de aplicação. Seguidamente foi pesquisada e analisada uma metodologia de dimensionamento para tirantes injetados sujeitos ao arrancamento, a qual contempla a verificação dos modos de rotura possíveis. Para complementar o dimensionamento foi realizado um estudo de sensibilidade, onde se pretendeu avaliar de que forma cada parâmetro utilizado influencia o resultado de dimensionamento. Apresentou-se ainda, um caso de estudo a partir da bibliografia encontrada, onde foi aplicado este sistema de tirante simples. Por último, foi com base no estudo apresentado que se elaborou uma comparação dos resultados experimentais e os resultados obtidos seguindo a análise de dimensionamento.

No Capítulo IV foi aplicado o conceito de Sistema de Ancoragem, ou seja, fez-se uma revisão bibliográfica dos diferentes tipos de ancoragens aplicados, desde os clássicos aos atuais. Aqui, foi ainda mencionado para cada sistema, as condições de aplicação, fazendo referência a vantagens e inconvenientes.

No Capítulo V, foi abordado o conceito de Atirantamento, ou seja, reuniu-se o conceito de tirante simples acoplado dos referidos sistemas de ancoragens, e deste modo tentou-se perceber o interesse da sua aplicação. Aqui foi descrito o seu conceito, tendo-se referido vantagens e inconvenientes adjacentes à sua aplicação. Para concluir foi analisado um método de dimensionamento por rotura das ligações aparafusadas e pelas juntas de argamassa.

Por último o capítulo VI é dedicado às conclusões finais do trabalho realizado e a possíveis desenvolvimentos futuros.

2. Apresentação do Problema

O termo “alvenaria” resulta de um material heterogêneo, composto ligantes (cal ou argamassa) e unidades de alvenaria (tijolos, blocos e pedras), tratando-se assim de um material com boa resistência à compressão e fraca resistência à tração [3].

Associado ao processo construtivo, principalmente dos edifícios antigos, associa-se a fragilidade das ligações entre paramentos, nomeadamente entre alvenarias de fachadas perpendiculares e paralelas, bem como entre estas e os pavimentos [3]. Deste modo, a conjugação destes fatores associado à ocorrência de assentamentos diferenciais ou ação sísmica, pode levar facilmente ao colapso das alvenarias para fora do plano, como mostra a figura 2.1.

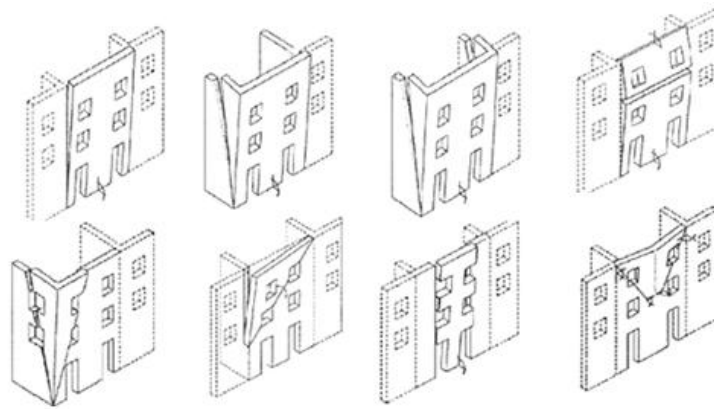


Figura 2.1 – Ilustração esquemática de mecanismos de rotura das paredes exteriores para fora do plano. [4]

Neste contexto, surge a necessidade de se aplicar uma solução mecânica que funcione à tração, como é o caso dos atirantamentos e pregagens, cujo objetivo trata-se de fortificar a ligação entre dois ou mais elementos, promovendo a interação global da estrutura. Os atirantamentos são compostos por duas peças, por um tirante metálico que está ligado a

duas ancoragens, situadas em paredes opostas (figura 2.3). Por sua vez, as pregagens curtas limitam-se apenas a ligar paredes perpendiculares, geralmente, ancoradas por buchas mecânicas ou químicas (figura 2.2).

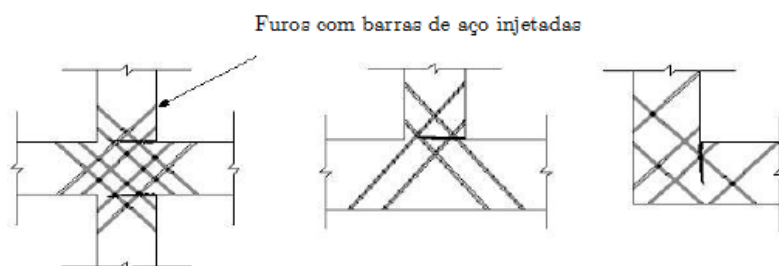


Figura 2.2 – Exemplos de reforço da ligação entre paredes através de pregagens curtas. [3]

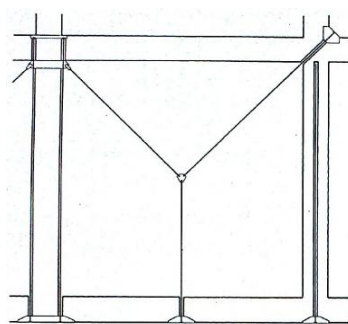


Figura 2.3 – Exemplo de aplicação de atirantamentos. [5]

Neste sentido, quando se pretende colocar atirantamentos em alvenarias, estes têm como principal objetivo a absorção das forças resultantes horizontais, provocadas pelos fenômenos acima mencionados. Neste contexto, quando o tirante é tracionado, por ligação, transmite-a à ancoragem, e esta por sua vez dissipa-a por uma área de parede – área de influência.

Deste modo, surge o paradigma de quantificar a força máxima de rotura e a área de influência mobilizada, e com isso colocar ancoragens afastadas a uma distância tal que, as linhas de influência dos sucessivos atirantamentos se encontrem dentro da espessura da parede de alvenaria, o que até à data foi feito de forma empírica.

No entanto, estes parâmetros tornam-se complexos de quantificar, quer pela heterogeneidade, quer pela diversidade de tipológica das alvenarias existentes. Talvez, seja por esse motivo que existe a falta de referências normativas que permitam apoiar o seu dimensionamento.

No sentido de desmistificar o mecanismo complexo dos atirantamentos, este foi decomposto em duas partes principais, uma primeira designada por tirante simples e numa outra denominada por sistemas de ancoragem. Esta divisão irá permitir perceber de que forma, cada uma dessas partes envolvidas se intervém no conceito geral de atirantamento inserido em paredes de alvenarias de fachada.

Deste modo, pretende-se reproduzir o conceito de tirante ancorado por injeção química e estudar os modos de rotura adjacentes ao processo de dimensionamento. Os modos de rotura previstos são: i) rotura por tração do tirante; ii) rotura por destacamento do cone; iii) rotura pelas juntas de argamassa; iv) rotura por incapacidade de aderência do tijolo.

Por outro lado, o estudo dos sistemas de ancoragens, irá permitir compreender que, quando associados aos tirantes simples, estes permitem distribuir a força de tração por uma área abrangente de alvenaria, impedindo desta forma o derrube da alvenaria de fachada para fora do plano.

Desta forma, pretende-se fazer uma reflexão da metodologia de dimensionamento de atirantamentos, com base na área mobilizada, quando inseridos em alvenarias de tijolo e pedra.

3. Tirantes

3.1. Descrição da Funcionalidade dos Tirantes

Pode definir-se tirantes metálicos como uma solução mecânica que funciona à tração, capaz de reforçar a ligação entre dois ou mais elementos, para que funcionem como partes colaborantes, promovendo o monolitismo estrutural [6, 7]. Trata-se de uma técnica de reforço amplamente difundida, que tem vindo a ser sistematicamente aplicada em intervenções de reabilitação de estruturas antigas, nomeadamente em edifícios de valor patrimonial, embora mais recentemente tenha começado a ser implementado em construções novas. Este mecanismo consiste na colocação de barras, varões ou vergalhões metálicos com tratamento anti corrosão, em furos previamente executados que atravessam os paramentos, dotados de dispositivos de ancoragens especiais, colocados nas extremidades que permitem a sua amarração nas faces exteriores [3, 8].

Os tirantes clássicos utilizados em edifícios históricos eram feitos em ferro forjado ou aço fundido e ostentavam, na sua maioria, reduzidas secções transversais devido à escassez de material e à elevada capacidade resistente à tração do metal. As secções mais comuns eram circulares e retangulares, no entanto, como eram forjados à mão, as secções eram muitas vezes irregulares [8, 9]. Estes padrões de tirantes clássicos podem-se identificar essencialmente em dois tipos de peças: uma primeira correspondente aos tirantes usados em arcos, abóbodas e em paredes de fachada, destinando-se a resistir, com pequena deformação, aos impulsos horizontais transmitidos às paredes. Esses tirantes podem ser ativos ou passivos: i) no primeiro caso, os tirantes são dotados de esticadores, que após entrarem em serviço através do esticamento imposto e previamente ancorado, permitem

fazer novos ajustamentos da tensão, ou seja, regularizar a força instalada no tirante; ii) no segundo caso, os tirantes apenas eram mobilizados quando ocorressem situações que provocassem esforços horizontais não equilibrados pelos elementos estruturais principais. Uma segunda situação pertence ao uso de elementos de grande dimensão correspondente à execução de elementos de ligação entre paredes ortogonais, particularmente entre fachadas e empenas dos edifícios. Esta técnica está associada, geralmente, à reparação de edifícios danificados por causas naturais ou fortuitas [8].

Os tirantes metálicos foram muitas vezes utilizados em edifícios antigos de alvenaria, pois desempenhavam um papel decisivo no controlo de impulsos horizontais, que são permanentes, no caso da ação gravítica em arcos e abóbadas, ou acidentais, como no caso de sismos, ação do vento ou assentamentos diferenciais. Este sistema contribui para o equilíbrio global da estrutura, evita o colapso das paredes para fora do seu plano (figura 3.1), melhora o comportamento das paredes no seu próprio plano, permite melhor controlar a fendilhação generalizada das paredes, uma vez que estas carecem de resistência à tração como é também considerado pelas respetivas normas de dimensionamento de alvenarias. No caso de edifícios de valor histórico, esta técnica utilizada como reforço destaca-se por preservar a integridade arquitetónica e a estereotomia dos elementos exteriores. [9]

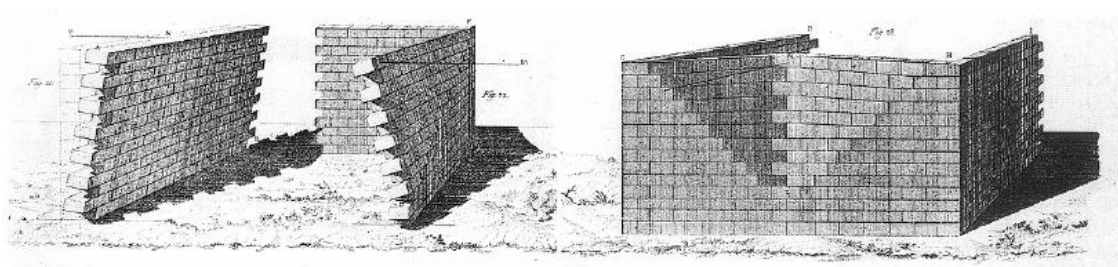


Figura 3.1 – Mecanismos de rotura de paredes de alvenaria para fora do seu plano sob ação horizontal. [10]

A aplicação de tirantes em arcos e abóbodas é também manifestamente conhecido, a partir do final do século XVIII, onde o equilíbrio é essencialmente garantido pela compressão longitudinal, através do uso de tirantes ou pelo atrito entre juntas verticais [11]. De facto, sendo verticais muitas das juntas entre pedras, o mecanismo resistente aos esforços sobretudo de origem gravítica, assenta quase exclusivamente na resistência conferida pelo atrito dessas juntas que só é garantida à custa da referida compressão. Deste modo, as patologias observadas enquadram-se num processo subjacente à insuficiência de compressão nas bases dos arcos, geralmente, originado pela deterioração da argamassa, pela redução do impulso, e principalmente pelo movimento horizontal relativo dos apoios. Os assentamentos diferenciais com componente de rotação, pode estar na origem do referido afastamento relativo dos apoios (pilares e paredes), introduzindo a referida descompressão nos arcos e abóbodas [12-14]. Numa perspetiva de colmatar este tipo de instabilidade, nomeadamente em monumentos de valor histórico, as componentes horizontais das forças originadas pelo carregamento por gravidade devem ser absorvidas por elementos tracionados (tirantes), de forma a restabelecer o equilíbrio deste tipo de estruturas. De outra forma, o impulso provocado contra as paredes externas pode originar a queda dos arcos e abóbodas, como ilustrado na figura 3.2 [7, 9, 13-15].

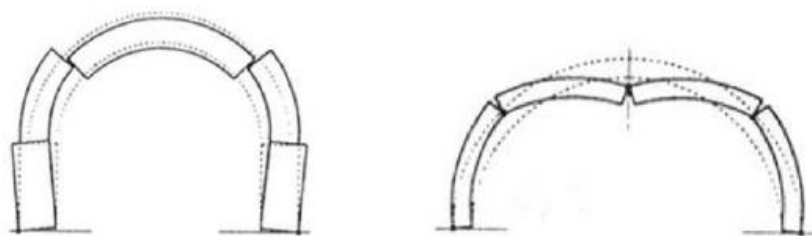


Figura 3.2 – Mecanismos de colapso em arcos de alvenaria. [11]

3.2. Método de Dimensionamento de Pregagens Ancoradas por Injeção

Enquadrado no estudo dos tirantes, pretende-se neste subcapítulo analisar a abordagem de referências normativas no que respeita ao dimensionamento de pregagens curtas quimicamente ancoradas em paredes de alvenaria. Neste sentido pode-se aplicar a ETAG 029 [16], referente à aptidão para o uso de pregagens ancoradas por injeção química, inseridas em furos pré-perfurados em alvenaria, solicitados à tração. Esta, para além de abranger a avaliação da sua aplicação, preparação e execução de ensaios, propõe também uma metodologia de dimensionamento através do Anexo C da mesma norma [16].

O dimensionamento sugerido pelo referido Anexo C, assenta no cálculo de forças resistentes máximas (N_{Rd}) para quatro modos distintos de rotura, como mostra a tabela 3.1 e a figura 3.3. Neste sentido, a força de cálculo, será igual à menor das forças resistentes associadas a cada modo de rotura (N_{Rk}), dividida pelo coeficiente de segurança respetivo (γ)

Tabela 3.1 – Tabela síntese dos tipos de rotura de acordo com o Anexo C da ETAG 029 [16]:

Rotura pela Pregagem	$N_{Ed} \leq$	$N_{Rd,s}$
Rotura por Destacamento do Cone		$N_{Rd,p}$
Rotura pelo Tijolo		$N_{Rd,b}$
Rotura pelas Juntas de Argamassa		$N_{Rd,pb}$

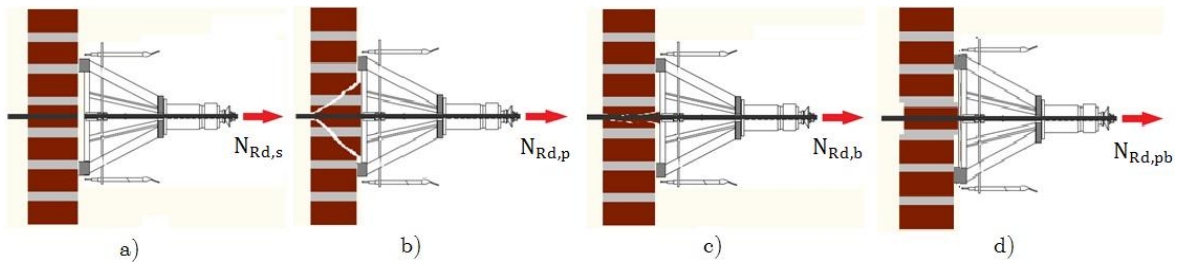


Figura 3.3 – Esquema representativo dos possíveis modos de rotura: (a) rotura pela pregagem; (b) rotura por destacamento do cone; (c) rotura por falta de aderência do tijolo; (d) rotura pela argamassa.

Ainda de referente ao Anexo C, pode-se salientar que a referida força de dimensionamento depende, como se irá analisar, das características físicas e mecânicas da pregagem, da própria alvenaria e dos materiais que a compõe. No entanto, torna-se importante mencionar, que todas as fórmulas que serão apresentadas são apenas para o caso de ancoragens isoladas e não influenciadas por efeitos de bordo, ou de excentricidades da carga (apenas para tração simples) e aplicadas a uma alvenaria típica de tijolo maciço como material base.

3.2.1. Rotura pela Pregagem

Este tipo de rotura é verificado quando a carga exercida excede a tensão máxima da pregagem. Para que tal suceda é necessário que a rotura por cone prevista seja superior à resistência do aço da pregagem e da resistência de aderência da argamassa, a qual varia consoante o seu calibre. A figura 3.4 apresenta um exemplo de rotura pelo aço. Esta dá-se geralmente na zona roscada onde o diâmetro é menor.

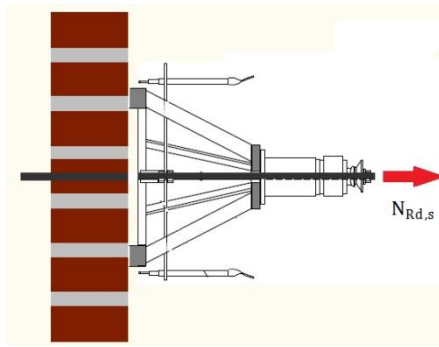


Figura 3.4 – Esquema de ruptura da pregagem por insuficiência de capacidade resistente à tração.

De acordo com o Anexo C da ETAG 029 [16] é possível determinar a força de tração de dimensionamento para que ocorra este tipo de ruptura, através das seguintes expressões:

$$N_{Rd,s} = A_s \cdot f_{uk} / \gamma_{Ms} \quad (3.1)$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 / (f_{yk}/f_{uk}) \geq 1,4 \quad (3.2)$$

Onde: A_s - área da secção transversal da pregagem; f_{uk} e f_{yk} - tensão rotura e tensão de cedência do aço, respetivamente; γ_{Ms} - coeficiente de segurança do aço.

3.2.2. Ruptura por Destacamento do Cone

Este modo de ruptura é representado pela formação de uma superfície de ruptura aproximadamente cónica com vértice na cabeça da pregagem. Os principais fatores que influenciam a carga à qual irá ocorrer ruptura por formação de cone são, a profundidade efetiva e a resistência à tração da alvenaria, tal como evidenciado em todas as expressões de cálculo apresentadas.

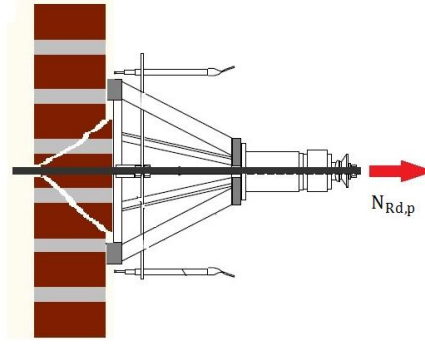


Figura 3.5 – Esquema representativo da força máxima de tração aquando a ocorrência do destacamento do cone de rotura.

No que concerne ao destacamento do cone de rotura, como mostra a figura 3.5, carece de uma metodologia de cálculo para o dimensionamento da pregagem quando aplicada em alvenaria, pelo que se utilizou a base de cálculo proposta pela ETAG 001 [17] referente a pregagens embutidas em betão, com o objetivo de estabelecer uma relação entre os dois materiais base, dada pela seguinte expressão [17]:

$$N_{Rd,p} = K1 \cdot (f_{ck,cube})^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} / \gamma_{Mm} \quad (3.3)$$

A partir do modelo de cálculo estabelecido pela ETAG 001 [17], pode aferir-se que a carga máxima de dimensionamento, para a qual irá ocorrer a referida rotura, é influenciada pela profundidade de embutimento efetiva (h_{ef}), que no limite será igual à espessura da parede; e pela resistência à tração do material de base: $f_{ct} = k \cdot (f_{ck})^{0,5}$. Neste caso o coeficiente de segurança para alvenarias de tijolo $\gamma_{Mm} = 2,5$.

3.2.3. Rotura por Falta de Aderência do Tijolo

A rotura pelo tijolo é caracterizada pelo escorregamento entre a superfície da pregagem e as unidades de alvenaria, por outras palavras diz-se que a força ultrapassou a aderência das unidades de alvenaria como pretende mostrar a figura 3.6.

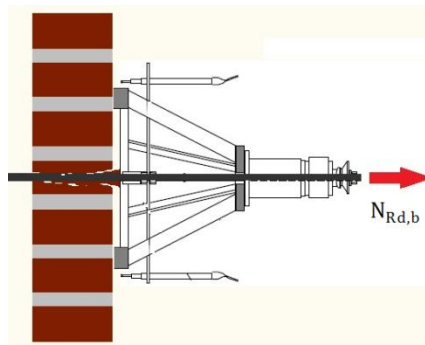


Figura 3.6 – Esquema de rotura por insuficiente aderência do tijolo.

Para este tipo de rotura, a força de dimensionamento depende da capacidade resistente da tensão de aderência da pregagem (f_{bok}); pela superfície de contacto da pregagem e pelo coeficiente de segurança associado às alvenarias cujo valor é de 2,50, como demonstra a expressão seguinte:

$$N_{Rd,b} = f_{bok} \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot h_{ef} / \gamma_{Mm} \quad (3.4)$$

3.2.4. Rotura pelas Juntas de Argamassa

A rotura pelas juntas ocorre quando a capacidade de aderência da argamassa é ultrapassada, como esquematizado na figura 3.7. Este tipo de rotura é influenciado pelo atrito existente entre as unidades de alvenaria e a argamassa, o qual depende da área de

contacto da argamassa, ou seja, das dimensões das unidades de alvenaria, e também pela tensão de compressão vertical a que a alvenaria está sujeita no ponto de ancoragem.

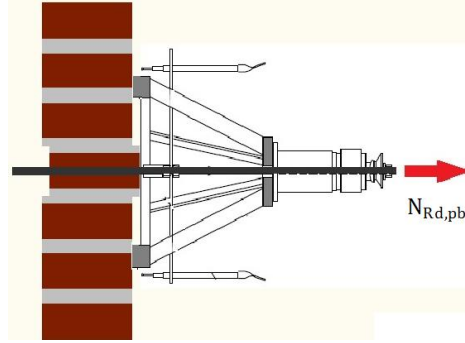


Figura 3.7 – Esquema de rotura por falta de aderência da argamassa.

No caso de ocorrer rotura por falta de aderência da argamassa, caso só existam juntas horizontais preenchidas, o valor resistente da força de tração, é dado pela seguinte expressão [16]:

$$N_{Rd,pb} = 2 \cdot l_{tijolo} \cdot b_{tijolo} (0,5 \cdot f_{vko} / \gamma_{Mm} + \mu \cdot \sigma_d) \quad (3.5)$$

Caso as juntas verticais sejam igualmente preenchidas por argamassa, teremos a resistência adicional derivada a essas juntas [16]:

$$N_{Rd,pb} = 2 \cdot l_{tijolo} \cdot b_{tijolo} (0,5 \cdot f_{vko} / \gamma_{Mm} + \mu \cdot \sigma_d) + 2 \cdot b_{tijolo} \cdot h_{tijolo} \cdot f_{vko} / \gamma_{Mm} \quad (3.6)$$

Onde: a força máxima resistente ($N_{Rd,pb}$), é calculado em função das dimensões dos tijolos: comprimento (l_{tijolo}), largura (b_{tijolo}) e altura (h_{tijolo}); da tensão de arrancamento inicial para tensão de corte de compressão nula (f_{vko}), cujos valores para alvenarias novas estão na tabela 3.2; pelo coeficiente de atrito (μ) que para alvenarias de tijolo toma o valor de 0,4 [18].

Tabela 3.2 – Valores de referência de f_{vko} de acordo com o Anexo C da ETAG 029 [16]:

Tipo de tijolo	Classe de resistência da argamassa	f_{vko} [MPa]
Tijolo de argila	M2,5 a M9	0,20
	M10 a M20	0,30
Outro	M2,5 a M9	0,15
	M10 a M20	0,20

3.3. Análise de Sensibilidade

Para complementar o estudo dos tirantes injetados (pregagens), procedeu-se à elaboração de uma análise de sensibilidade, para melhor se compreender a forma como cada parâmetro envolvido no subcapítulo anterior, influência no valor das forças de dimensionamento (N_{Rd}) relacionada a cada tipo de rotura. Como foi referido, a força de dimensionamento é o resultado da divisão da força resistente (N_{Rk}) pelo respetivo coeficiente de segurança (γ). Numa perspetiva de se adaptar o mais possível à realidade, estabeleceu-se intervalos para cada um dos parâmetros, tendo em conta valores e os materiais correntes, como se irá ver a seguir.

3.3.1. Análise de Sensibilidade para a Rotura pela Pregagem

De acordo com o objetivo, iniciou-se este estudo pela rotura da pregagem, com base nas expressões 3.1 e 3.2. Aqui estudou-se o comportamento da força de tração de dimensionamento em função do diâmetro (6 a 20 mm) e das classes de resistência correntes.

Da análise que se pode fazer a partir do gráfico 3.1, pode aferir-se o seguinte, para forças de dimensionamento até 25 kN, o diâmetro é o parâmetro mais influente; pelo contrário, quando se necessita de mobilizar forças de maior grandeza, será mais viável recorrer a classes de resistência mais elevadas para o mesmo diâmetro.

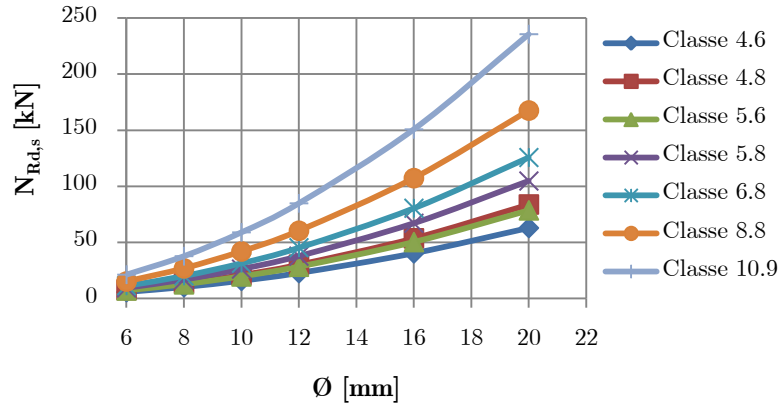


Gráfico 3.1 – Variação da força de dimensionamento por insuficiência de resistência à tração ($N_{Rd,s}$), em função do diâmetro (\emptyset) e da classe de resistência da mesma.

3.3.2. Análise de Sensibilidade para o Destacamento do Cone

Com base na mesma reflexão, fez-se um estudo de sensibilidade para a rotura por destacamento do cone, com análogo objetivo de se perceber como é influenciada dos parâmetros que compõem a expressão 3.3, na força de dimensionamento respetiva (ver gráfico 3.2). Numa primeira fase optou-se por se fazer variar a profundidade efetiva da ancoragem química (h_{ef}) entre 50 e 160 mm; numa segunda fase fez-se variar a tensão característica de compressão da alvenaria (f_{ck}), entre 0,5 e 4,0 MPa.

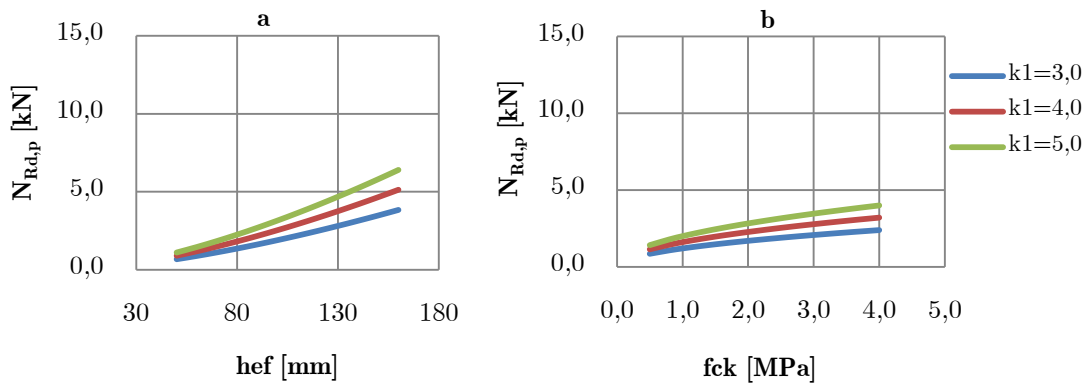


Gráfico 3.2 – Variação da força de tração resistente de dimensionamento ($N_{Rd,p}$) em função: (a) da variação da profundidade de embutimento (h_{ef}) para um f_{ck} de 2,5 MPa; (b) da resistência à compressão da alvenaria (f_{ck}), para um h_{ef} de 100 mm.

Através desta análise gráfica e como era de esperar, a profundidade efetiva de embutimento da pregagem (h_{ef}) é o parâmetro mais condicionante no cálculo do valor da força de dimensionamento.

3.3.3. Análise de Sensibilidade para a Falta de Aderência dos Tijolos

Numa terceira instância, estudou-se a influência dos parâmetros envolvidos na rotura por falta de aderência dos tijolos face à força de dimensionamento. Deste modo, tendo em conta a expressão 3.4, este estudo subdividiu-se em três fases, nas quais se fez variar as seguintes variáveis: i) tensão de aderência (f_{bok}) entre 0,5 e 2,0 MPa [18], como mostra o gráfico 3.3; ii) o diâmetro da pregagem (\varnothing), representado no gráfico 3.4; iii) e a profundidade efetiva de embutimento (h_{ef}) entre 50 e 160 mm, apresentado no gráfico 3.5.

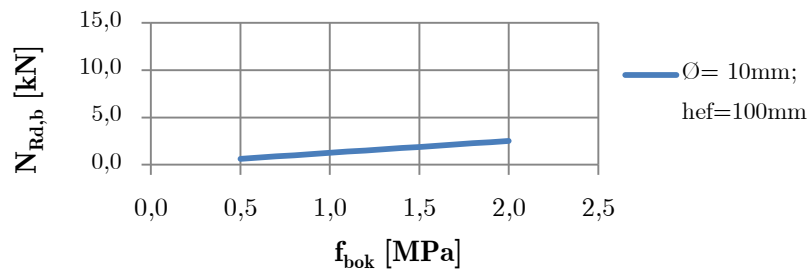


Gráfico 3.3 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,b}$), em função da tensão de aderência dos tijolos (f_{bok}).

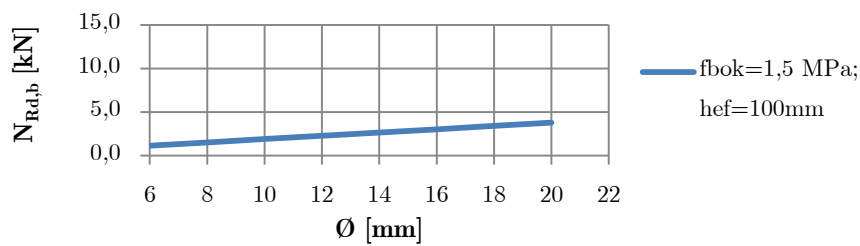


Gráfico 3.4 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,b}$), em função do diâmetro da pregagem (ϕ).

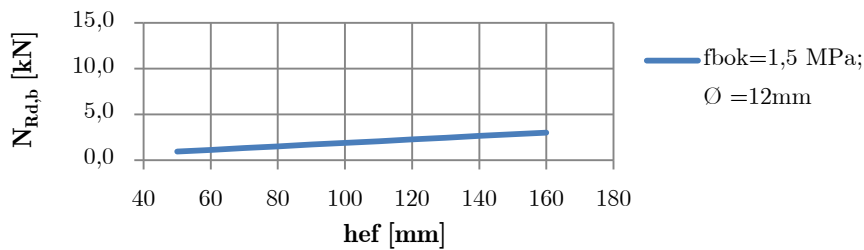


Gráfico 3.5 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,b}$) em função da profundidade de embutimento da pregagem (h_{ef}).

Dos gráficos representados para este modo de rotura, pode-se observar que a tensão de aderência, em particular, vai condicionar a força de dimensionamento pelos limites inferiores. Enquanto que, a profundidade de embutimento e o diâmetro podem ser escolhidos para valores maiores, a tensão de aderência não usufrui de uma gama de valores tão divergente face ao intervalo atribuído.

3.3.4. Análise de Sensibilidade para a Rotura pelas Juntas de Argamassa

De forma análoga e por último, fez-se a análise de sensibilidade para a rotura pelas juntas de argamassa, para se visualizar entre de que forma varia a força de dimensionamento ($N_{Rd,pb}$), de acordo com os parâmetros da expressão 3.6. Neste caso a tensão de compressão atuante (σ_d) assumiu uma gama de valores entre 0,50 e 1,0 MPa (gráfico 3.6). Por outro lado, as dimensões dos tijolos maciços foram analisados para os seguintes valores: altura (h_b) entre 50 e 70 mm (gráfico 3.7); comprimento (l_b) entre 190 e 240 mm (gráfico 3.8); largura (b_b) entre 95 e 120 mm (gráfico 3.9)

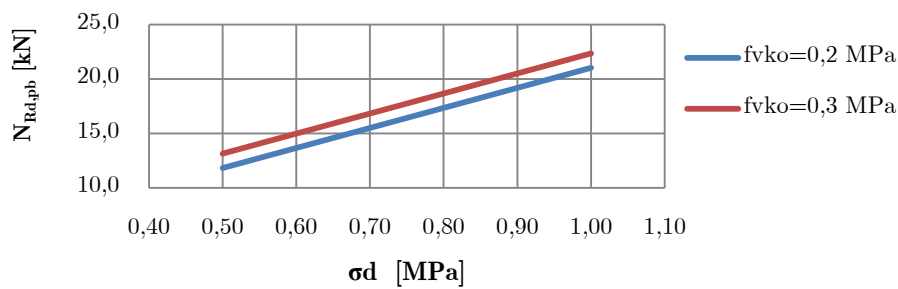


Gráfico 3.6 – Variação da força máxima de tração ($N_{Rd,pb}$) em função da tensão de compressão atuante no plano da alvenaria e do tipo de argamassa (σ_d), para: l_b , b_b e h_b , de 230 mm, 100 mm e 50 mm, respetivamente.

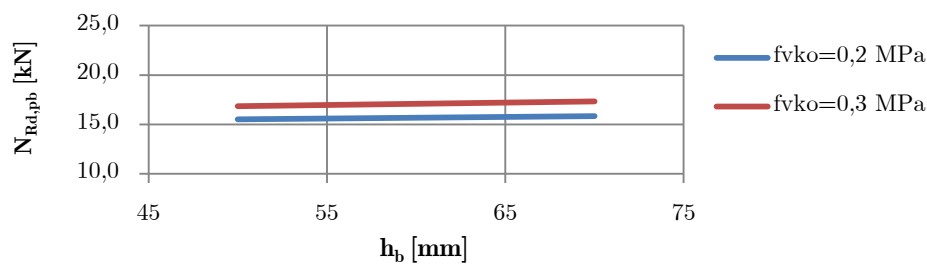


Gráfico 3.7 – Variação da força máxima de tração ($N_{Rd,pb}$) em função da altura das unidades de tijolo (h_b), para: σ_d de 0,70 MPa; l_b e b_b de 230 mm e 100 mm, respetivamente.

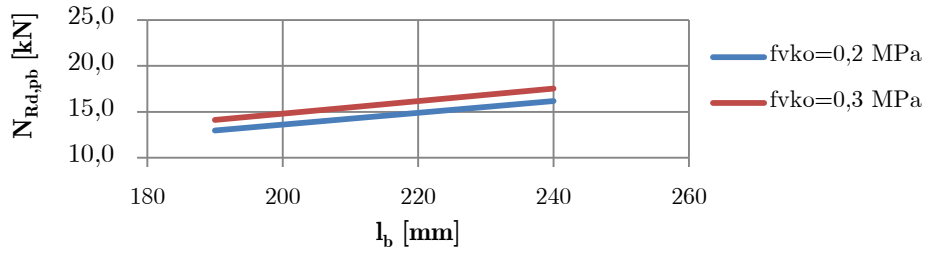


Gráfico 3.8 – Variação da força máxima de tração ($N_{Rd,pb}$) em função do comprimento das unidades de alvenaria (l_b), para: σ_d de 0,70 MPa; b_b e h_b de 100 mm e 50 mm, respetivamente.

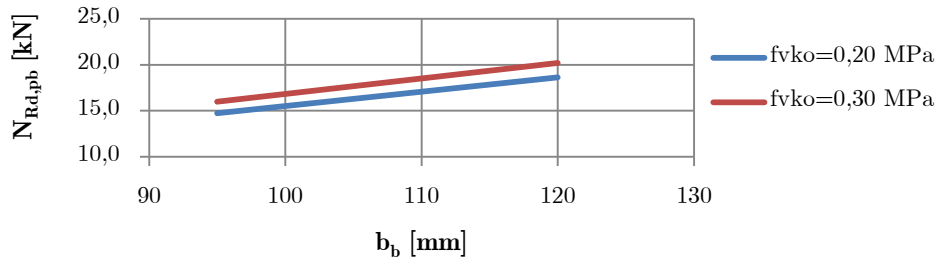


Gráfico 3.9 – Variação da força máxima de tração ($N_{Rd,pb}$) em função da largura das unidades de alvenaria (b_b), para: σ_d de 0,70 MPa; l_b e h_b de 230 mm e 50 mm, respetivamente.

Por análise dos gráficos importa reter, que é o estado de compressão, sob o qual a alvenaria está submetida nas juntas envolta da ancoragem, que mais influi o valor da força máxima de dimensionamento. Tal acontece, devido ao efeito de atrito gerado pela compressão exercida na parede, que faz aumentar a resistência ao corte das juntas argamassadas. Já no que respeita às dimensões dos tijolos, estas influenciam a área de contacto com a argamassa e naturalmente, que por sua vez, está diretamente relacionado com a capacidade resistente ao corte como se pode ver pelos gráficos 3.7, 3.8 e 3.9 acima expostos.

Desta análise de sensibilidade pode-se então concluir, tendo em conta os intervalos dos valores utilizados, que a rotura pelas unidades de alvenaria (tijolo) e o destacamento do cone serão mais provável de ocorrer, pelo que apresentam valores de dimensionamento ao *pull-out* menores. A ordem de rotura esperada será a seguinte:

$$N_{Rd,b} \leq N_{Rd,p} \leq N_{Rd,pb} \leq N_{Rd,s}$$

3.4. Aplicação a um Caso de Estudo

3.4.1. Âmbito

Quando se pretende aplicar pregagens em alvenarias pré-existentes, a eficiência da ligação da ancoragem, deve ser assegurada. Como já foi referido as pregagens funcionam à tração e com base nessa noção, pretende-se deste modo, estimar qual a capacidade máxima resistente do mesmo. Para tal e de acordo com a ETAG 029 [16] torna-se fulcral a realização de um conjunto de ensaios nomeadamente, resistência à compressão de provetes de alvenaria e aos materiais que a compõem (tijolo e argamassa), bem como ensaios de *pull-out* em pregagens.

Os ensaios realizados aos materiais, especialmente à compressão, permitem conhecer as características resistentes da argamassa, do tijolo e da própria alvenaria. Tais características assumem particular interesse, pois como também já foi abordado no subcapítulo anterior, influenciam no desempenho da força máxima do tirante.

Por outro lado, o ensaio de tração do tirante designado também por arrancamento ou *pull-out*, é bastante importante para a determinação experimental da resistência à tração média final das pregagens injetadas. Por essa razão existe necessidade de complementar este capítulo com a apresentação e descrição de um estudo de um caso de estudo concreto realizado por G. Ferrari [19], onde serão apresentados valores característicos máximos e modos de rotura associados: i) rotura por insuficiente capacidade resistente do tirante à tração ($N_{Rk,s}$); ii) rotura por destacamento de um cone ($N_{Rk,p}$); iii) rotura por falta de

aderência das unidades de alvenaria ($N_{Rk,b}$); iv) rotura por insuficiente capacidade resistente da argamassa ao corte ($N_{Rk,pb}$).

3.4.2. Apresentação dos Resultados

Com base na bibliografia encontrada que vai de encontro com o objetivo proposto, foi realizado um estudo por G. Ferrari [19] onde enfatiza a aptidão para o uso de pregagens injetadas a utilizar em reabilitação de edifícios históricos, apresentando resultados experimentais através de ensaios de *pull-out*. Neste sentido, o âmbito preliminar deste estudo passou pela determinação experimental do estado limite último de resistência média à tração das pregagens injetadas. Para tal foram elaborados painéis de alvenaria com dimensões de 12,0 x 52,0 x 48,0 cm, com interposição de camadas de argamassa e agrupados em três séries de seis elementos cada, fazendo variar o tipo de argamassa. A primeira série de provetes foi sujeita a ensaios de compressão simples, enquanto que na segunda e terceira séries de provetes foram introduzidas pregagens nos tijolos e nas juntas de argamassa respetivamente, para serem submetidos ao ensaio de *pull-out*.



Figura 3.8 – Algumas fases da execução dos ensaios de “pull out”. [19]

Numa primeira fase deste estudo, realizaram-se ensaios individuais de compressão aos materiais que compõem a alvenaria, de forma a conhecer as suas propriedades físicas resistentes, cujos resultados encontram-se na tabela seguinte:

Tabela 3.3 – Valores médios obtidos dos ensaios realizados à argamassa e aos tijolos. [19]

	Argamassa	Tijolos
Peso específico (valor médio de 6 amostras)	1865 Kg/m ³	1768 Kg/m ³
Resistência média à compressão	5,88 MPa	20,34 MPa

Após a caracterização individual dos materiais no que concerne às suas capacidades resistentes, a primeira série de provetes foi sujeita a ensaios de compressão, através de uma carga centrada gerada por uma prensa, a fim de determinar o limite máximo de compressão, cujo valor médio de rotura obtido foi de 546 kN, como ilustrado na tabela 3.4, que contem os resultados obtidos para cada amostra individual.

Tabela 3.4 – Resultados dos ensaios de compressão simples nos painéis de alvenaria. [19]

Provetes	Secção Nominal de Reação [m ²]	Força [kN]	Tensão de Compressão Máxima [MPa]
I	624×10 ⁻⁴	342	5,50
II	624×10 ⁻⁴	550	8,80
III	624×10 ⁻⁴	570	9,10
IV	624×10 ⁻⁴	656	10,50
V	624×10 ⁻⁴	600	9,60
VI	624×10 ⁻⁴	558	8,90
Valor Médio	624×10 ⁻⁴	546	8,70

Devido à ausência de padrões de referência para determinar as condições da aptidão do uso de pregagens injetadas em alvenarias, os ensaios foram elaborados de acordo com o Anexo B da ETAG 029 [16]. Para tal, o autor utilizou varões de aço indentados, classe M8 com 50 cm de comprimento, inseridos em orifícios com 10 mm de diâmetro e uma profundidade de embutimento de 12 cm, preenchidos com resinas epóxi.

Por fim foram realizados os ensaios de arrancamento, sem qualquer força axial de compressão, por meio de uma célula de carga com uma chave dinamométrica (expressamente concebida para este tipo de testes) encostado a um espaçador cônico centrado no tirante, a fim de aproximar tanto quanto possível às condições de serviço reais.

Os resultados dos ensaios de tração executadas na segunda e terceira séries de amostras estão contidos nas tabelas 3.5 e 3.6, onde se encontram os valores máximos de tração, bem como, os modos de rotura dos tijolos e da argamassa respetivamente:

Tabela 3.5 – Resultados dos testes de *pull-out* realizados em amostras de alvenaria, com as pregagens inseridas no tijolo. [19]

Provetes	Força Máxima [kN]	Observações
I	13,10	Rotura por destacamento do cone
II	10,20	Rotura por destacamento do cone
III	14,10	Rotura pela pregagem
IV	16,20	Rotura pela pregagem
V	4,40	Rotura dos tijolos por falta de aderência
Valor Médio	11,60	Resistência média à tração da ancoragem

Tabela 3.6 – Resultados dos testes de *pull-out* realizados em amostras de alvenaria, com as pregagens inseridas na argamassa. [19]

Provetes	Força Máxima [KN]	Observações
I	8,10	Rotura por falta de aderência na argamassa
II	7,90	Rotura por falta de aderência na argamassa
III	7,60	Rotura por falta de aderência na argamassa
IV	6,50	Rotura por falta de aderência na argamassa
V	8,30	Rotura por falta de aderência na argamassa
Valor Médio	7,68	Força média por falta de aderência da argamassa

A conclusão deste caso de estudo, baseou-se na comparação entre resultados obtidos a partir do ensaio *pull-out* aplicados em materiais base diferentes (tijolo e argamassa). Deste modo foi possível observar que a ancoragem mostra maior capacidade de resistência à tração quando inserida nas unidades de alvenaria, ou seja nos tijolos.

3.4.3. Comparação de Resultados

No que concerne à rotura por destacamento do cone e em conformidade com o objetivo pretendido, nomeadamente estabelecer uma relação entre dois materiais base, alvenaria e betão, por aplicação da expressão 3.3, foram utilizados valores experimentais obtidos de ensaios de arrancamento em provetes de alvenaria realizados por G. Ferrari [19].

Neste sentido, se excluirmos os valores divergentes da tensão máxima de compressão obtidos e presentes na tabela 3.4, neste caso os provetes I e IV, obtém-se um valor médio mais refinado de $f_{cm}=9,10$ MPa, que irá ser utilizado nos cálculos seguintes.

Sabendo também, que a profundidade de embutimento efetiva utilizada no estudo foi de 116 mm e utilizando os valores obtidos, pode-se aplicar a expressão 3.3 e daí calcular os

valores de K1 para cada força máxima obtida, como mostra a tabela 3.7 e o gráfico 3.10. Neste contexto, pode-se estabelecer uma relação entre a rotura por destacamento do cone em betão e em alvenaria de tijolo, definindo o valor a atribuir ao parâmetro K1 a usar em alvenarias de tijolo maciço, através da média aritmética dos valores obtidos, cujo valor é de 3,09.

Tabela 3.7 – Valores de K1 calculados a partir da aplicação da expressão 3.3:

Amostras	N _{Rk,p} [kN]	hef [mm]	fcm [MPa]	K1
I	13,10	116	9,10	3,48
II	10,20			2,71
				Valor médio =

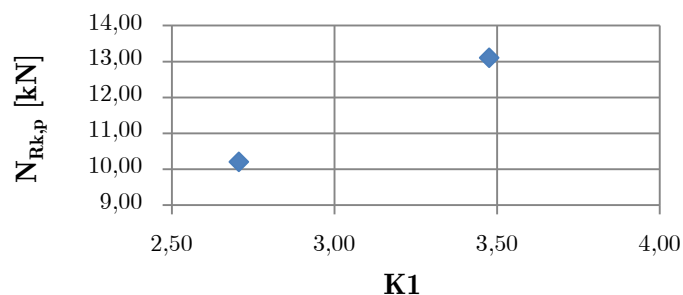


Gráfico 3.10 – Valor de K1 obtidos a partir das forças máximas alcançadas para o destacamento do cone.

Pode-se dizer que o valor de K1 obtido (3,09) é significativamente mais reduzido, face ao valor para o mesmo coeficiente utilizado para betão armado, especificado na ETAG 001 [17], o qual toma o valor de 7,2 e 10,1, para ancoragens inseridas em betão fendilhado e betão não fendilhado respetivamente.

Por fim, foi elaborada uma comparação entre, os resultados experimentais obtidos através do estudo anteriormente apresentado (tabelas 3.6 e 3.7), e os resultados por aplicação da

metodologia de dimensionamento proposto no Anexo C da ETAG 029 [16] expostos nas tabelas 3.8, 3.9 e 3.10.

Tabela 3.8 – Força característica máxima obtida por rotura da pregagem:

Classe de Resistência	\varnothing [mm]	A_s [mm ²]	f_{uk} [MPa]	$N_{Rk,s}$ [kN]
5.6	8	50,27	500	25,14

Tabela 3.9 – Força característica máxima obtida por falta de aderência do tijolo:

f_{bok} [Mpa]	\varnothing [mm]	h_{ef} [mm]	$N_{Rk,b}$ [kN]
1,50	8	116	4,37

Tabela 3.10 – Resultados obtidos para a rotura das juntas de argamassa:

l_b [mm]	b_b [mm]	h_b [mm]	f_{vko} [MPa]	σ_d [MPa]	$N_{Rk,pb}$ [kN]
120	120	95	0,20	Sem Compressão	7,44
			0,30		11,16
				Valor Médio	9,30

A tabela 3.11 pretende mostrar o resumo dos resultados obtidos, pela aplicação do método de dimensionamento, bem como a média aritmética dos valores experimentais para cada modo de rotura ocorrido:

Tabela 3.11 – Comparação dos resultados obtidos:

Força	Experimental [kN]	Numérico [kN]	$N_{exp.}/N_{num.}$	Modo de Rotura
$N_{Rk,s}$	15,15	25,14	40,7 %	Rotura pela pregagem
$N_{Rk,b}$	4,40	4,37	0,7 %	Rotura por falta de aderência do tijolo
$N_{Rk,pb}$	7,68	9,30	17,4 %	Rotura pelas juntas

Fazendo uma análise comparativa dos resultados, pode referir-se que por aplicação da metodologia de dimensionamento proposto pelo Anexo C, pertencente à ETAG 029 [16], os valores calculados quer pela rotura das juntas, quer a rotura pela falta de aderência dos tijolos, encontram-se de acordo com os resultados obtidos pelo caso de estudo apresentado.

Por outro lado, no que respeita à rotura por tração da pregagem, os valores deveriam ser ainda mais próximos, pelo facto de se tratar de um material mais fiável. Tal facto dever-se-á possivelmente, por condições inerentes à realização dos ensaios ou pelo estado em que o varão de aço se encontrava quando ensaiado.

3.5. Conclusões

Em suma e para concluir o estudo das pregagens ancoradas por injeção química, é importante reter algumas ideias importantes, desde logo, a necessidade de elaboração de mais ensaios experimentais, a fim de se ter uma amostra significativa de resultados. Tais resultados são importantes pois por um lado, permitem validar os resultados por aplicação da ETAG 029 [16] e por outro lado, determinar com maior rigor o parâmetro K_1 , presente na rotura por destacamento do cone. Para além disso, esta análise permitiu conhecer e perceber os modos de rotura possíveis de ocorrer quer na realização de ensaios, quer para efeitos de dimensionamento.

Dos resultados obtidos quer experimentais quer numéricos, pode-se dizer que dado o número reduzido de ensaios realizados, estes são muito próximos, à exceção do valor resistente por rotura do aço. A única explicação plausível para tal discrepância, tendo em

conta que se trata de um material bastante fiável, reduz-se às condições em que os varões foram ensaiados

Não obstante e de acordo com o objetivo deste trabalho, possibilitou fazer uma reflexão sobre o que se poderá esperar, quando estas pregagens são conjugadas com os sistemas de ancoragem que formam o modelo final de atirantamento.

4. Sistemas de Ancoragens

4.1. Introdução

Neste capítulo será abordada a segunda componente do atirantamento, os sistemas de ancoragens. Assim e como já foi brevemente mencionado no capítulo anterior, muitos dos tirantes utilizados encontram-se providos de dispositivos que os ancoram às paredes exteriores. Este mecanismo permite que o tirante ao entrar em tração ative transmita a força para as placas de ancoragem, que por sua vez, distribuem essa força contra uma superfície abrangente de parede, que associado ao conceito geral de atirantamento não permite o derrube da alvenaria para fora do plano.

Como se observou anteriormente, a eficácia mecânica do sistema de tirantes ancorados está dependente da qualidade da aderência entre o tirante e a alvenaria. Para obviar ao problema da qualidade aderência especialmente quando se pretendem mobilizar forças horizontais elevadas, recorre-se, ao uso de chapas metálicas exteriores de distribuição das forças de aperto e nestes casos aproveita-se para se ajustar o confinamento à alvenaria. [3]

Tal como os tirantes, as placas de ancoragem clássicas que serviam para travar os extremos dos tirantes, eram feitas em ferro fundido ou aço forjado e apresentavam diversos tipos de configurações (figura 4.1), sobretudo retangulares ou arredondadas designadas por “bolachas”, no entanto muitas destas placas foram embutidas nas alvenarias e portanto não são visíveis. [9]

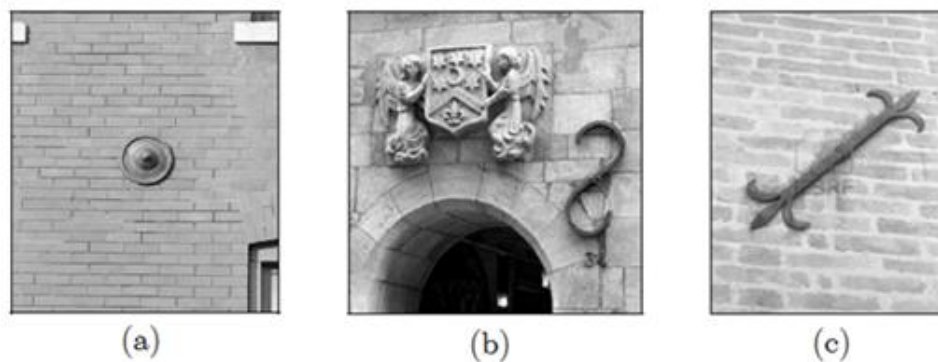


Figura 4.1 – Reforço através de tirantes ancorados: (a) placa circular (“bolacha”); (b) e (c) outras configurações de ancoragens clássicas, em Genebra (Suíça). [9]

No entanto, pode levantar problemas relacionados com excesso de pré-tensão introduzido, ou pelo aumento das tensões localizadas devido às alterações da geometria das paredes conectadas ou das cargas. Pode também levar à cedência da parede ou da placa de ancoragem pelo efeito associado ao punçoamento ou rotura pelo próprio tirante. Por outro lado a utilização desta tecnologia quando aplicado em alvenarias delgadas com reduzida resistência, acresce o efeito de punçoamento, pelo que são necessárias áreas de chapas maiores que por conseguinte dificultam o seu recobrimento [3, 6]. Um último aspeto relacionado com a aplicação do pré-esforço e que não deve deixar de ser realçado é o risco de relaxação e degradação dos tirantes, abertura dos dispositivos de ancoragens, o que resultaria na perda total da eficácia do sistema. Por esta razão, é importante que os dispositivos sejam alvos de inspeções periódicas [6]. Deste modo pretende-se analisar nos próximos subcapítulos, sob o ponto de vista de eficiência estrutural, os tipos de ancoragens mais comuns.

4.2. Ancoragens em Cunha (Sistema Tradicional)

Este tipo de ancoragem é aplicado, geralmente, pelo exterior das fachadas dos edifícios e por se tratar dos primeiros sistemas a serem utilizados é, ainda hoje, frequentemente utilizado em reforço de edifícios de valor patrimonial com particular objetivo de preservar a arquitetura dos mesmos. O sistema em si é realizado por meio de um tirante inserido num orifício que atravessa toda, ou parcialmente, a espessura da parede exterior e que fica ancorado através de cunhas, com formas variadas (figuras 4.2, 4.3 e 4.4). Estas características tornam este sistema uma solução reversível, pelo que pode ser facilmente substituído ou removido a qualquer momento.

As ancoragens mais rudimentares detinham um dispositivo que travava o sistema e este entrava em funcionamento de forma passiva, ou seja, trabalhavam quando ocorresse instabilidade estrutural; enquanto os mais recentes apesar de possuírem a mesma configuração são fixos por intermédio de parafusos que empregam o pré-esforço. Por análise do contexto histórico das primeiras aplicações deste tipo de ancoragens, pode dizer-se que a sua aplicação só será viável em alvenarias resistentes [5].

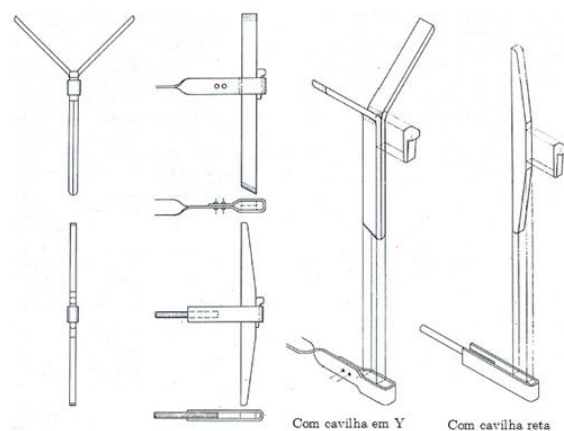


Figura 4.2 – Exemplos de ancoragens tradicionais em cunha com cavilha em Y e reta. [5]



Figura 4.3 – Exemplo de uma ancoragem tradicional recente [20]



Figura 4.4 – Exemplo de uma ancoragem tradicional antiga [20]

4.3. Ancoragens em Chapa Metálica

As ancoragens sobre chapa metálica é uma tecnologia mais recente que tem por base a utilização de barras roscadas, com sistema de ancoragem de anilha e porca de aperto na(s) extremidade(s). Esta é feita sempre sobre as unidades de alvenaria e nunca sobre as juntas, permitindo o confinamento ativo à parede usufruindo da técnica de pré-tensão aplicado por aperto da própria ancoragem (porca e anilha), como se pode ver nas figuras 4.5 e 4.6. Caso a furação saia próximo de uma junta é possível incorporar este sistema de ancoragem numa ranhura previamente escavada nas unidades de alvenaria e posteriormente recoberta

por argamassa. Pelas características geométricas associado à área abrangente de dissipação dos impulsos horizontais, este sistema, geralmente, é aplicado sobre alvenarias com reduzida resistência, ou seja, com pouca espessura e mais leves face ao sistema tradicional. Pode-se ainda referir que a utilização deste tipo de ancoragem pode ficar à vista ou ser recoberto, ficando deste modo oculto. [3, 5, 7]

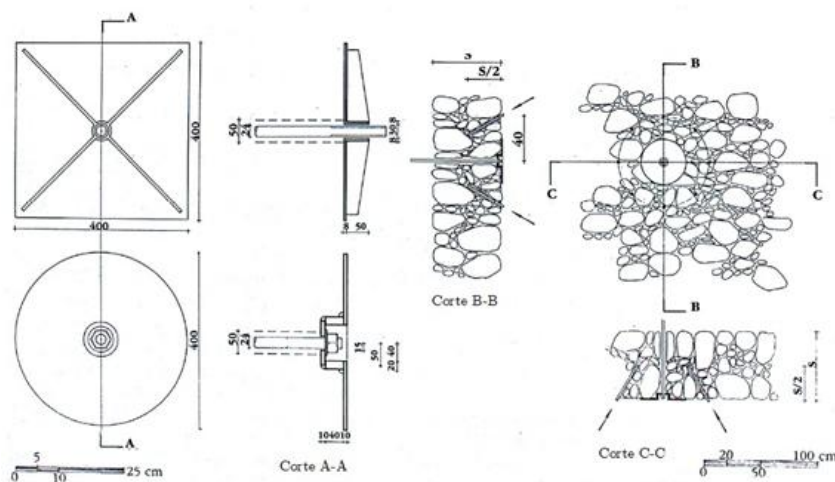


Figura 4.5 – Exemplos de tirantes adaptados com chapas de ancoragem. [5]



Figura 4.6 – Exemplo de chapa de ancoragem quadrangular. [21]

4.4. Ancoragens sobre Perfil Metálico Tipo “U”

As ancoragens em perfil metálico tipo “U” é um tipo de solução que geralmente é aplicado quando se pretende interligar dois tirantes que se encontram em faces opostas da parede perpendicular à fachada, como se pode ver na figura 4.7. A este sistema também se pode fazer um ajuste à alvenaria por aplicação de uma pré-tensão na ancoragem (porca e anilha), como já foi supracitado anteriormente. O perfil em U, sobre o qual a ancoragem aperta, permite dissipar de forma eficaz as forças transmitidas pelo tirante devido ao seu amplo comprimento. Por outro lado as abas do perfil permitem aumentar a sua rigidez, tornando deste modo difícil o efeito de punçoamento, desde que não seja aplicada em alvenarias de reduzida rigidez e de fraca resistência.

Trata-se pois, de uma solução reversível quando de aplicada pelo exterior da alvenaria por parafusos, ou pelo contrário, pode ser uma solução irreversível quando é aplicada no interior da alvenaria.

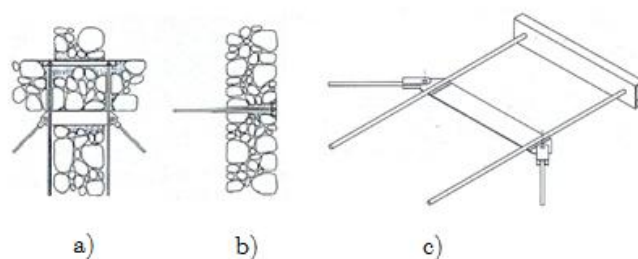


Figura 4.7 – Esquema representativo de aplicação de ancoragens sobre um perfil metálico em U: (a) em planta; (b) em corte; (c) esquema de funcionamento. [5]

4.5. Ancoragens em Betão Armado

As ancoragens em betão armado é uma tecnologia de ancoragem recente, que tal como o nome refere, estas usufruem de estribos de pequeno diâmetro com grande capacidade resistente ao corte, que por si só tem a capacidade de mobilizar internamente grande parte dos impulsos horizontais transmitidos pelo tirante. Uma pequena percentagem dessa força é dissipada por uma área significativa de parede, evitando deste modo fenómenos de punçoamento associados à ancoragem.

Este tipo de ancoragens geralmente está associado a alvenarias com reduzida capacidade resistente, que como já foi referido, tratam-se de alvenarias leves e pouco espessas, e podem ser aplicadas de duas formas: i) ancoragens em betão armado realizadas *in-situ*; ii) ancoragens pré-fabricadas em betão armado.

4.5.1. Ancoragens em Betão Armado realizadas *In-Situ*

Este tipo de solução de ancoragens realizadas *in-situ* além de ser referenciado pela eficaz capacidade de dissipação dos impulsos horizontais, tem a vantagens associado ao seu processo de execução, pois permite melhor adaptação às condições reais *in-situ* e uma melhor solidarização da ligação à fachada. Por outro lado, tem a desvantagem de ser uma solução irreversível, isto é, pelas sua particularidade de ser integrada na fachada não pode ser removida posteriormente.

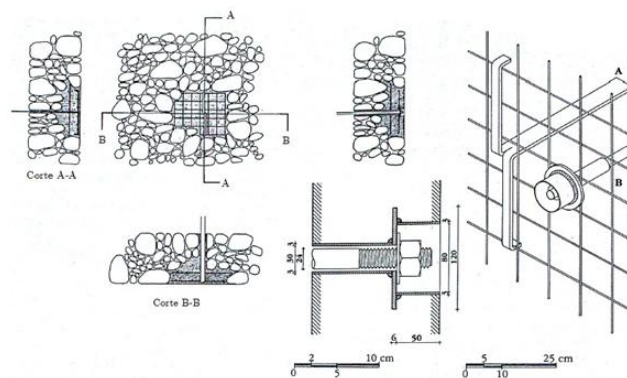


Figura 4.8 – Exemplo de ancoragens realizadas em betão armado *in-situ*. [5]

4.5.2. Ancoragens Pré-Fabricadas em Betão Armado

Este tipo de solução é caracterizado pela sua eficiência no que respeita à sua capacidade resistente e de absorção das forças transmitidas. A aplicação de um sistema pré-fabricado, nomeadamente ancoragens, traduz-se na execução de um negativo na alvenaria de fachada, onde a ancoragem é instalada e ajustada à mesma introduzindo uma pré-tensão (figura 4.9, 4.10 e 4.11). É no entanto essencial salientar a importância da selagem entre a ancoragem e a alvenaria de forma a funcionarem em conjunto, para tal poderá ser necessário recorrer ao uso de argamassas ou resinas especiais que fortifiquem este tipo ligação [5].

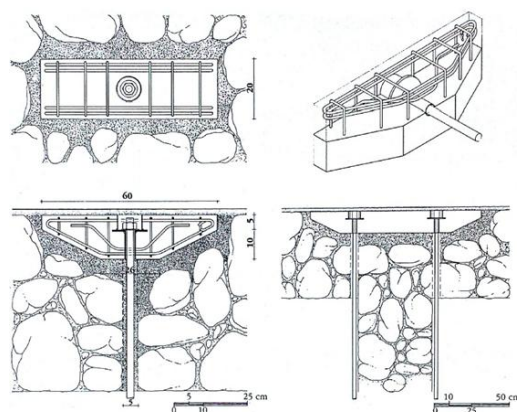


Figura 4.9 – Exemplos de ancoragens retas realizadas em betão armado pré-fabricado. [5]

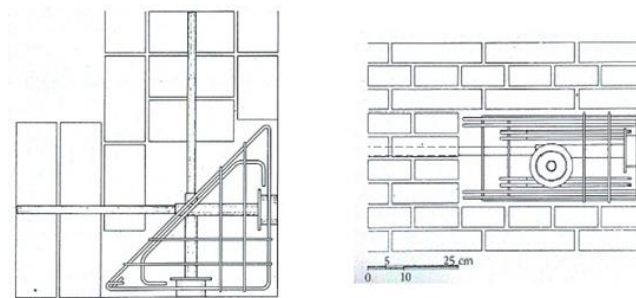


Figura 4.10 – Exemplos de ancoragens de canto realizadas em betão armado pré-fabricado. [5]

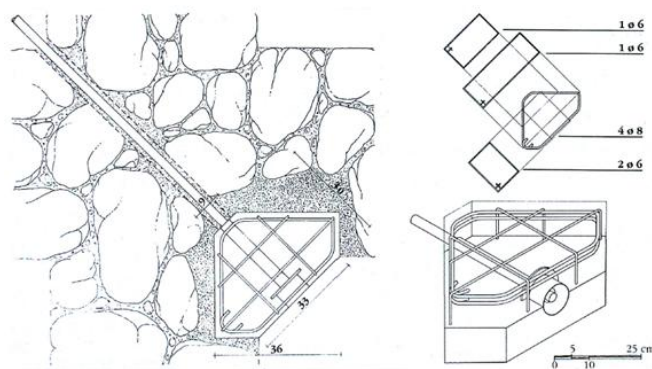


Figura 4.11 – Exemplo de ancoragens de ângulo realizadas em betão armado pré-fabricado. [5]

4.6. Conclusões

Com a elaboração deste capítulo, pode-se concluir que existem diferentes tipos de sistemas que se destinam a aplicações distintas. Por um lado, convém reter que o tipo de parede influencia o tipo de ancoragem a aplicar, quer pelas suas características resistentes, quer pela preservação do seu valor histórico. É revelante enfatizar e referir, que a reversibilidade, ou seja a capacidade de uma dado sistema de ancoragem, aplicado a uma estrutura existente, possa ser removido, sem alteração das condições iniciais, determina a escolha da ancoragem. Por último, é necessário ter em linha de conta, no caso de se recorrer à pré-tensão, verificar e analisar possíveis efeitos de punçoamento adjacentes.

5. Atirantamentos

5.1. Introdução

De acordo com os objetivos iniciais propostos e conjugando os capítulos anteriores, após se ter estudado o modo de funcionamento dos tirantes simples e os tipos de sistemas de ancoragens supracitados, este capítulo vem deste modo concluir do ponto de vista mecânico, o estudo referente aos atirantamentos com recurso a sistemas de ancoragem.

Neste sentido pode começar-se por referir, que as forças que atuam perpendicularmente às paredes podem produzir efeitos de arco locais e as forças correspondentes são geralmente muito elevadas, principalmente sob ação sísmica (figura 5.1).

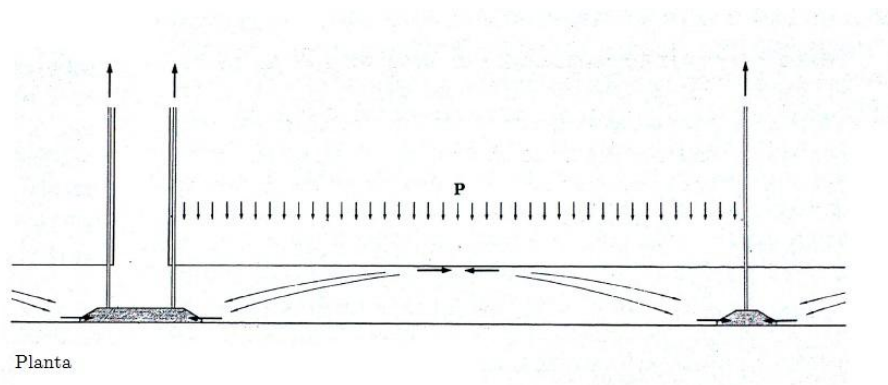


Figura 5.1 – Efeito de arco provocado pela transmissão das forças atuantes na alvenaria para as ancoragens, e estas dissipam-na internamente, às fachadas, por um comprimento de influência. [5]

Nestes casos, geralmente ocorre uma situação danosa quando o efeito de arco não consegue desenvolver-se devido ao movimento relativo das extremidades da parede, ou, pior ainda, quando as conexões entre paredes (paralelas e ortogonais) ou entre paredes e os pisos são insuficientes; nestes casos, a parede comporta-se como um consola transversal e que pode estar na origem de grandes deslocamentos ou até mesmo dar-se o colapso da mesma. No

entanto, a eficiência dos atirantamentos na estrutura pode impedir que tal situação suceda [13]. Perante este contexto torna-se essencial estabelecer a continuidade entre elementos resistente e não-resistentes, de forma a que, as forças de inércia que atuem na estrutura possam encontrar sempre trajetórias que as “conduzam” até aos elementos resistentes e estes, por sua vez, até às fundações (figura 5.2). Assim quanto maior for a diversidade e a ductilidade destas ligações maior é a hiperestaticidade da estrutura e consequentemente menor será probabilidade do seu colapso. Contudo, de acordo com Maurizio Indirli e Maria Castellano [22], a utilização deste método requer particular atenção, pois a elevada rigidez das ancoragens pode induzir elevado estado de tensão e por conseguinte, a ligação pode falhar devido ao efeito de punçoamento, especialmente em casos em que os materiais de alvenaria utilizados são de qualidade pobre ou deteriorados.

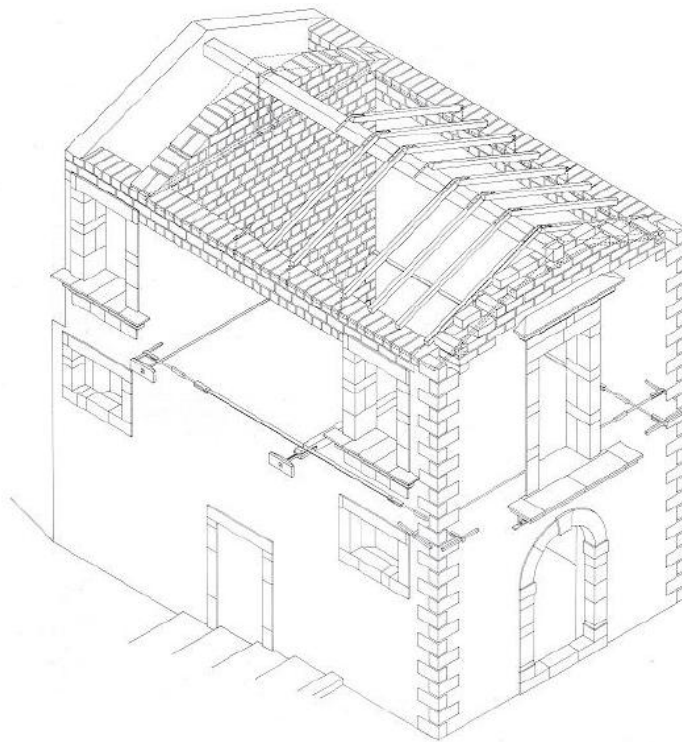


Figura 5.2 – Aplicação de tirantes num edifício em Ortigia, Italia. [5]

Em edifícios antigos a integridade estrutural referida implica ações de reforço nomeadamente ao nível da ligação entre paredes ortogonais, paredes paralelas e, ou entre paredes e pavimentos, já que da sua eficácia muito depende a resposta da estrutura no seu conjunto, não só para ações horizontais correntes, mas em especial para ações excecionais como os abalos sísmicos. Nesta solidarização estrutural assumem especial relevância as ligações entre paredes (ortogonais e paralelas), ligações entre paredes e pavimentos e ligações entre fachadas e coberturas, embora no contexto do tema se dê particular relevância às duas primeiras como se irá ver nos próximos subcapítulos [3, 22, 23].

5.1.1. Ligações entre Paredes

As estruturas de alvenaria antiga além da fraca resistência à tração evidenciam, em geral, fraca ligação entre elementos estruturais, como é o caso das ligações: i) entre paredes perpendiculares; ii) entre paredes paralelas; iii) entre paredes e pavimentos. Tal fragilidade assume especial importância para ações horizontais, com particular destaque para a ação sísmica [3]. Deste modo a resposta sísmica de edifícios de alvenaria depende geralmente da dimensão e distribuição das paredes, da qualidade da alvenaria, da sua capacidade para resistir aos esforços atuantes, de absorver as deformações impostas, da flexibilidade dos pavimentos, da capacidade das ligações entre os vários elementos estruturais e não estruturais, em garantir a integridade do conjunto [2, 23]. O comportamento global de um edifício de alvenaria é, portanto, fortemente influenciado pelo grau de ligação entre os elementos estruturais, mesmo antes de as suas características intrínsecas. Uma benéfica ligação entre paredes ortogonais e entre as paredes e os elementos horizontais (chamado “Box-Behaviour”), permite uma resposta global adequada da estrutura através da

colaboração conjunta entre os vários elementos. Se tal não acontecer tem-se uma resposta quase independente da parede com uma interação limitada com o resto da estrutura e, por conseguinte, muito mais vulnerável no que diz respeito às ações horizontais [14, 24].

Neste contexto, os tirantes que estabelecem a ligação entre paredes paralelas têm como objetivo minorar os mecanismos de colapso, nomeadamente contrariar a sua abertura por rotação, para fora do plano – 1º modo de colapso (figura 5.3 a); e por outro lado possibilita melhorar a ligação com as paredes ortogonais de contraventamento, facilitando a transferência de forças de inércia que atuam fora do seu plano, melhorando o funcionamento global da estrutura, através de um mecanismo resistente tridimensional. Deste modo, o colapso da estrutura fica condicionado pela capacidade resistente das paredes de contraventamento que tiram partido da resistência do próprio plano, que embora possam ocorrer danos, impede o colapso do edifício – 2º modo de colapso (Figura 5.3 b). [3, 5, 14, 24]

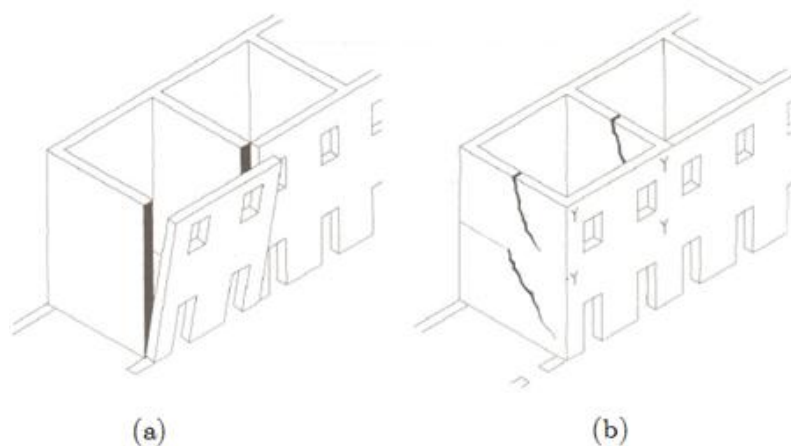


Figura 5.3 – Mecanismos de colapso sob ações horizontais: (a) primeiro modo; (b) segundo modo. [5]

5.1.2. Ligações entre Paredes e Pavimentos

Como foi anteriormente referido pretende-se com este tipo de reforço estrutural, proceder à interligação tridimensional da estrutura a fim de conectar todos os elementos para que estes funcionem em conjunto e por outro lado dissipar as ações horizontais transmitidas às alvenarias, cuja resistência à tração é nula. Neste contexto, pode dizer-se que além da ligação entre paredes trazerem benefícios para o comportamento das mesmas, também a ligação entre os elementos de alvenaria (fachada ou empenas) e pavimentos assume um papel igualmente importante [2, 25]. Exemplo prático deste tipo de ligações destaca-se a construção típica “pombalina”, que surgiu após o terramoto de 1755 como solução de reforço estrutural de modo a prevenir as consequências tão drásticas.

Através da realização de atirantamentos, entre paredes exteriores e os pavimentos, permite não só melhorar esta ligação por limitação dos movimentos para fora do seu plano impedindo o colapso tipo I, mas destina-se também a melhorar a capacidade de travamento dos pavimentos em relação às paredes. Este tipo de ligação, em certos edifícios, permite também tirar proveito do efeito de diafragma rígido dos pavimentos é possível redistribuir as forças horizontais para as paredes perpendiculares [3, 25]. Tal como acontece nas ligações entre paredes, aqui o mecanismo, geralmente, consiste em incorporar-se peças metálicas pregadas às vigas de madeira, ou no uso de ferrolhos metálicos que podem ficar embebidos na parede, ou como em muitos casos atravessa toda a espessura da parede (do interior para o exterior) e são ancorados na sua face exterior com sistemas de ancoragens (figuras 5.4, 5.5, 5.6, 5.8 e 5.9). [2, 23]

As intervenções que visam a rigidez no plano dos pisos existentes devem ser cuidadosamente avaliadas uma vez que a ação horizontal é transferida para as diferentes paredes de alvenaria em função da ação do plano de piso, que depende da sua rigidez. [26]

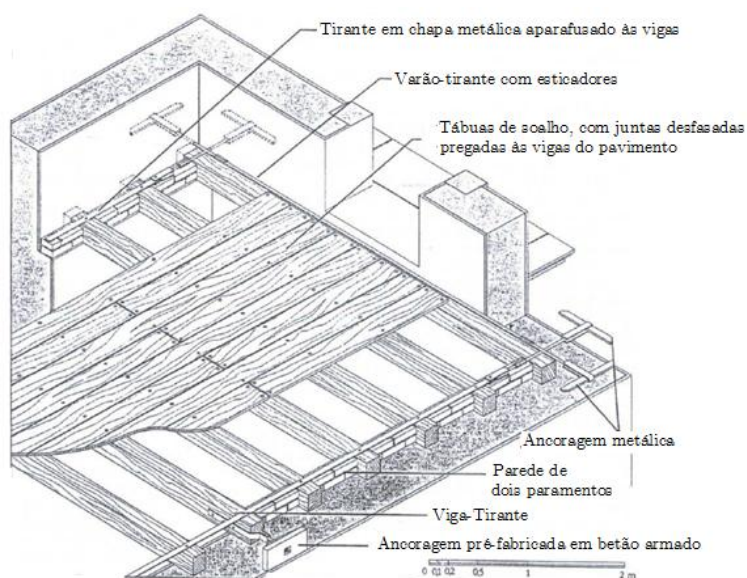


Figura 5.4 – Exemplo da aplicação de tirantes para melhoria das ligações entre paredes e pavimentos de madeira. [5]

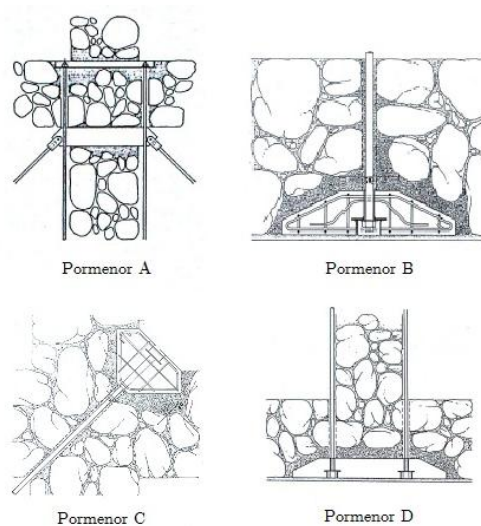


Figura 5.5 – Exemplo de aplicação de diferentes tipos de ancoragens a nível do piso: (a) ancoragem sobre perfil “U”; (c) ancoragem pré-fabricada em betão armado de canto; (b) e (d) ancoragens pré-fabricadas em betão armado reta. [5]

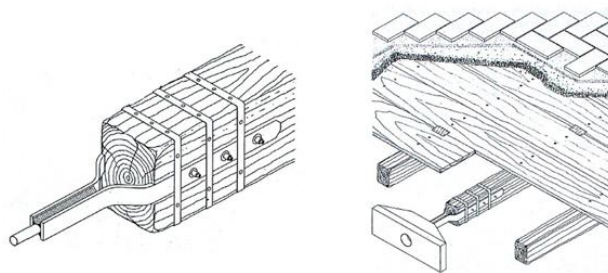


Figura 5.6 – Esquema de uma ancoragem pré-fabricada em betão armado, fixada às vigas de madeira [5]

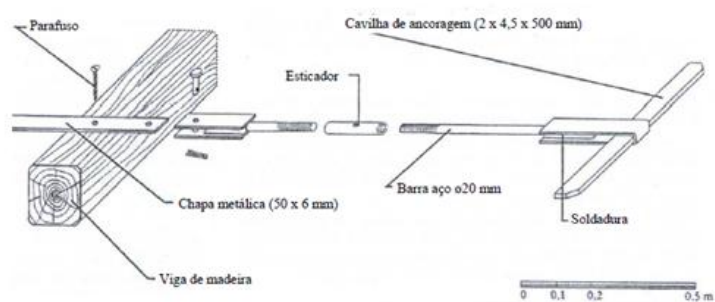


Figura 5.7 – Esquema de um tirante pregado perpendicularmente às vigas de madeira [5]

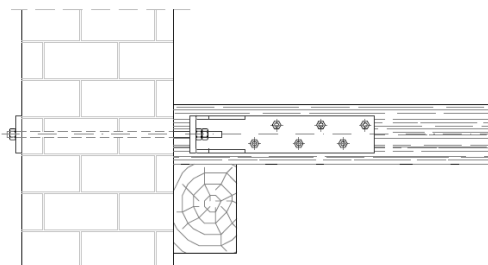


Figura 5.8 – Intervenção de reforço entre pavimentos de madeira e a parede de alvenaria. [26]

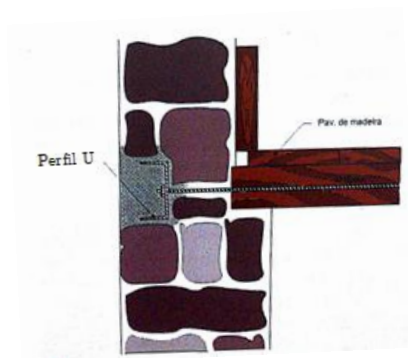


Figura 5.9 – Colocação de tirante ao nível do pavimento. [27]

Porém o comprimento das pregagens é influenciado pela disposição das vigas de madeira. Neste sentido se as vigas estiverem perpendiculares à parede externa, então devem ser usadas tirantes curtos (pregagens) com amarrações entre 0,6 a 1,0 metros. Por outro lado se as vigas estiverem paralelas à parede, as amarrações deverão ser substancialmente maiores, com um comprimento entre 1.5 e 2 metros, devendo estar fixos a, pelo menos, quatro vigas (figura 5.10). [28]

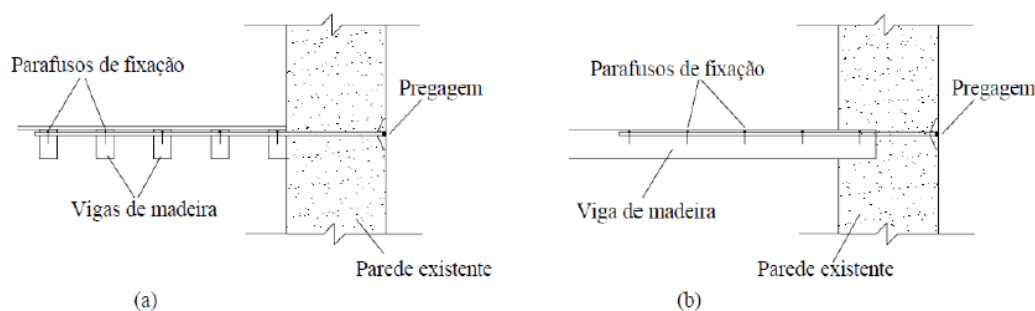


Figura 5.10 – Pregagens entre paredes exteriores e os pavimentos: (a) vigas paralelas à parede; (b) vigas ortogonais à parede. [3]

5.2. Análise dos Modos de Rotura

De uma forma sucinta ao longo deste trabalho foi descrito, no primeiro capítulo, o propósito do uso de tirantes sob a forma mais simples, bem como os sistemas de ancoragens mais utilizados associados aos referidos tirantes, no segundo capítulo. Por último fez-se uma revisão bibliográfica, sobre a forma de integração e o mecanismo desses sistemas nos edifícios designados por atirantamentos.

Como já foi supracitado ao longo do presente trabalho, especialmente quando se fala de atirantamentos, carece de regulamentos e uma base de resultados experimentais que

culminariam o estudo quantitativo da rotura em alvenarias. Um outro obstáculo está intimamente relacionado com o facto de haver diferentes tipologias de alvenarias, cujo comportamento esperado diverge em função das características resistentes das mesmas e também pelo tipo de sistema de ancoragem utilizado. Face a estas variáveis, tipo de alvenaria e sistemas de ancoragens, torna-se perceptível que apenas com uma base sólida de resultados experimentais conduziram desta forma, a um valor quantitativo de dimensionamento. Deste modo, o objetivo do presente subcapítulo passará por estudar qual será a área mobilizada pela ancoragem mais verosímil de ocorrer.

Pode dizer-se que a área mobilizada pelo sistema de ancoragem é fortemente influenciado pelo comportamento estrutural das alvenarias típicas dos edifícios, nomeadamente, pela rigidez, pela resistência à flexão e ao corte das mesmas. Assim, torna-se importante estabelecer uma relação entre a classificação tipológica das alvenarias típicas dos edifícios e as referidas características, como mostra a tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Designação das paredes dos edifícios de acordo com a natureza, dimensão, grau de emparelhamento, rigidez, resistência à flexão e ao corte [3]:

Tipologia	Natureza	Resistência à Flexão	Resistência ao Corte	Rigidez
Alvenarias de Adobe/Taipa	Fabricadas em terra crua moldada, bastante argilosa por vezes com adição de pedra miúda, cascalho ou estabilizantes	Baixa	Reduzida	Reduzida
Alvenarias de cantaria de pedra (ou enxilharia)	Pedras com as faces devidamente aparelhadas (cantaria), geralmente de grandes dimensões e com formas geométricas definidas, assentes com argamassa ou apenas sobrepostas e justapostas	Baixa	Elevada	Elevada
Alvenaria de pedra aparelhada	Pedras irregulares aparelhadas numa das faces e assentes em argamassa de cal hidráulica e areia	Baixa	Média	Elevada
Alvenaria ordinária	Pedras toscas, irregulares em forma e dimensões, geralmente manejáveis por um homem e ligadas por argamassa de cal hidráulica e areia	Baixa	Baixa	Elevada
Alvenaria de pedra seca	Pedras assentes por justaposição, apenas travadas entre si, sem qualquer tipo de argamassa	Baixa	Baixa	Elevada
Alvenaria de Tijolo	Paredes construídas com tijolos, geralmente cerâmicos	Média	Média	Média
Paredes Mistas	Paredes de alvenaria e cantaria; de pedra e tijolo; de alvenaria com madeira (exemplo: parede de tabique; paredes de frontal)	Média	Média	Média

Com base nos conhecimentos adquiridos, ao estudo já realizado sobre o dimensionamento de pregagens terá aqui um contributo significativo para a elaboração deste subcapítulo.

Tal como as pregagens, os atirantamentos também funcionam à tração, pelo que os modos de rotura estudados no terceiro capítulo servirão como reflexão para este estudo. No entanto existem diferenças nos mecanismos de rotura, ou seja, enquanto que nas pregagens

ocorria apenas o efeito de punçoamento, nos atirantamentos, para além disso, devido à superfície do sistema de ancoragem, ocorre flexão e torção nas juntas de argamassa. Este efeito é produzido pela variação do estado de tensão, isto é, o sistema de ancoragem ao ser arrancado por tração do tirante, provoca na parede uma deformação, na área envolvente onde ocorrem compressões que passam a estados de tração nas juntas mais afastadas.

Segundo esta analogia, pode dizer-se que o dimensionamento é dado pela menor força a aplicar ao tirante de forma a garantir os princípios de rotura já estudados que de certa forma aqui se adaptam. No entanto, os próximos subcapítulos irão focar a rotura pela ligação aparafusada entre a ancoragem e o tirante (figura 5.11 a), e por outro lado será analisado uma metodologia de dimensionamento por rotura das juntas (figura 5.11 b), em alvenarias de pedra e tijolo.

Tabela 5.2 – Modos de rotura pelo parafuso e pelo corte das juntas:

Rotura pelo Parafuso	$N_{Ed} \leq$	$N_{Rd,b}$
Rotura pelas Juntas		$N_{Rd,pb}$

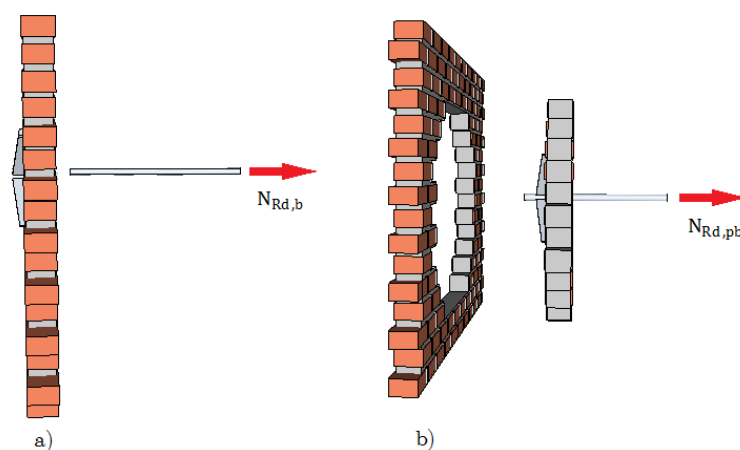


Figura 5.11 – Modos de rotura: (a) pela ligação aparafusada; (b) pelas juntas de argamassa.

5.2.1. Rotura pelo Parafuso

Na aplicação de atirantamentos ancorados através de ligações aparafusadas em aço é imprescindível fazer o dimensionamento da ligação por aplicação o Euro-Código 3 parte 1-8 [29], alusivo ao projeto de ligações quer soldadas, quer aparafusadas. Seguindo a referência normativa indicada e no que respeita a ligações aparafusadas, a força máxima de tração que se pode aplicar é dada pela seguinte expressão:

$$N_{Rd,b} = K_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \quad (5.1)$$

De acordo com a expressão 5.1 a força máxima de tração aplicada ao parafuso ($N_{Sd,b}$) é igual ao produto da resistência de rotura à tração do parafuso (f_{ub}) pela área do núcleo do parafuso (A_s) e ainda por um coeficiente K_2 que tem em linha de conta a tensão adicional originada pela possível excentricidade da linha de ação da força de tração em relação ao eixo do parafuso, a qual introduz efeito “alavanca”, cujo valor é de 0,90. O coeficiente parcial de segurança referente às ligações aparafusadas (γ_{Mb}) é de 1,25.

5.2.2. Análise de Dimensionamento por Rotura das Juntas de Argamassa

Este tipo de rotura, por análise do terceiro capítulo, deve-se essencialmente a dois fatores: às dimensões das unidades de alvenaria e ao atrito mobilizado entre juntas. Aqui existe a necessidade de enfatizar alguns aspetos que, naturalmente influenciam a capacidade resistente das juntas, quando as ancoragens são tracionadas:

- i) O estado de conservação das alvenarias reflete maior ou menor capacidade resistente ao corte;
- ii) A resistência ao corte das juntas relaciona-se com a qualidade do assentamento que depende do aparelho das superfícies de assentamento;
- iii) O número de paramentos existentes e o tipo de enchimento do núcleo determinam a resistência entre juntas;
- iv) A existência e o desempenho da argamassa como elemento de ligação entre juntas, tem um peso significativo no comportamento deste tipo de rotura.

De acordo com estas noções que eram necessárias serem clarificadas, a análise de dimensionamento baseia-se na metodologia já estudada para pregagens, no entanto com junção da vertente da interação entre juntas de argamassa.

No que respeita à interação referida, poder-se-á dizer que esta é influenciada por uma área dada pela multiplicação do comprimento das juntas pela espessura da parede, admitindo que a argamassa cobre toda a espessura da parede. Desprezando o efeito de arco, a aderência à flexão e a torção das juntas, pode-se obter a força de dimensionamento através da soma da componente horizontal e vertical do corte das juntas argamassadas:

$$N_{Rd,pb} = N_{Rd,pb,h} + N_{Rd,pb,v} \quad (5.2)$$

A expressão que traduz o corte das juntas horizontais é influenciado pelo atrito provocado pela tensão de compressão no próprio plano e pela resistência ao corte de compressão nula:

$$N_{Rd,pb,h} = A_h \cdot (f_{vk0} / \gamma_{Mm} + \sigma \cdot \mu) \quad (5.3)$$

Por outro lado a expressão que traduz o corte das juntas verticais, onde apenas influi a resistência ao corte de compressão nula, é dada por:

$$N_{Rd,pb,v} = A_v \cdot f_{vk0} / \gamma_{Mm} \quad (5.4)$$

Onde: A_h e A_v - representa a área de juntas de argamassa horizontais e verticais, respetivamente.

5.2.2.1. Alvenarias de Pedra

As alvenarias de pedra, embora na sua generalidade possuam reduzida resistência à flexão, são um bom caso de resistência ao corte entre juntas. Nestes casos a força de arrancamento é concerteza bastante elevada, devido ao atrito e ao estado de compressão impostos apenas pelo seu peso próprio.

5.2.2.2. Alvenarias de Tijolo

Por outro lado, temos as modernas e contemporâneas paredes de alvenaria de tijolo cerâmico. Apesar das paredes de tijolo antigas, geralmente, serem de grande espessura e com uma distribuição dos tijolos muito menos homogênea face às de hoje, ainda apresentam menor densidade em relação às de pedra e consequentemente o efeito de atrito, devido apenas ao peso próprio, será inferior em comparação com as mesmas.

5.3. Análise de Sensibilidade

Analogamente ao terceiro capítulo, fez-se um estudo de sensibilidade, onde mais uma vez, se pretende avaliar a variação da força de dimensionamento em função: i) do tipo de aço e de diâmetros comerciais; ii) do somatório de área de juntas horizontais e verticais.

5.3.1. Rotura pelo Parafuso

A análise de sensibilidade no que respeita à rotura pelos parafusos incidiu nas classes de resistência e diâmetros de parafusos mais comuns, como pretende demonstrar o gráfico 5.1.

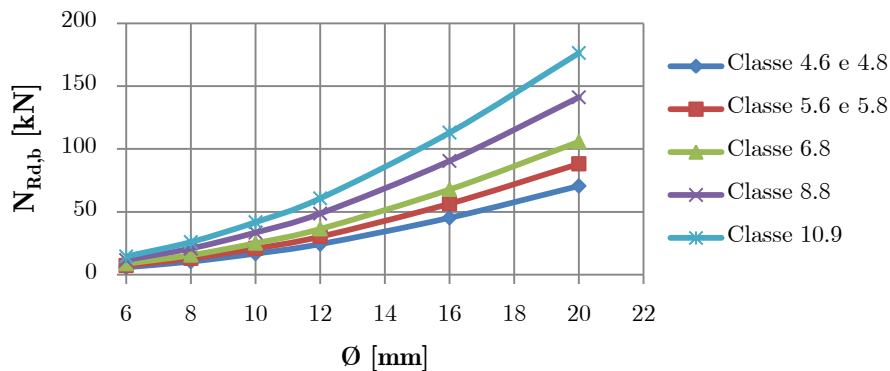


Gráfico 5.1 – Análise de sensibilidade da variância da força máxima resistente por rotura à tração do parafuso ($N_{Rd,b}$), em função do diâmetro da parte roscada do tirante (\varnothing) e de diferentes classes de resistência de aço.

O gráfico acima revela que para forças de dimensionamento até 30 kN pode-se utilizar diâmetros relativamente pequenos e pouca influência do tipo de aço. A partir desse valor poder-se-á optar pelo aumento da resistência do aço, ou por outro lado, aumentar o diâmetro, pelo que aqui terá que se ter em conta com o fator mais económico e disposições construtivas.

5.3.2. Rotura pelas Juntas de Argamassa

Como já foi referido, pretende-se analisar a força de tração em função da área de juntas de argamassa com base na expressão 5.2, a qual será determinada a partir da rotura das juntas de argamassa. Através da área de juntas de argamassa pode-se, desta forma, determinar a área equivalente de alvenaria mobilizada.

Para esta análise da área de juntas horizontais e verticais, fez-se variar as dimensões da altura e do comprimento das unidades de alvenaria, com o objetivo de analisar de que forma estas contribuem no resultado final da força de tração aplicado ao tirante. Com esta análise pretende-se também perceber as diferenças entre as alvenarias de pedra e de tijolo.

5.3.2.1. Alvenarias de Pedra

No caso das alvenarias de pedra, o estudo foi realizado, para uma espessura alvenaria de 350 mm; tensão de corte de compressão nula (f_{vko}) de 0,078 MPa de acordo com Código Italiano [30] e um coeficiente de atrito (μ) de 0,70. Por outro lado, fez-se variar o comprimento (l) entre 0,40 e 0,90 m e a altura (h) entre 0,20 e 0,40 m. Para três estados de tensão de compressão (σ): 0,0; 0,5 e 1,0 MPa. Com os valores considerados, obteve-se o uma relação entre a área de juntas e a força de dimensionamento, como pretende ilustrar o gráfico 5.2 e o esquema de rotura na figura 5.12. A partir da área de juntas também determinar o diâmetro equivalente mobilizado representado no gráfico 5.3

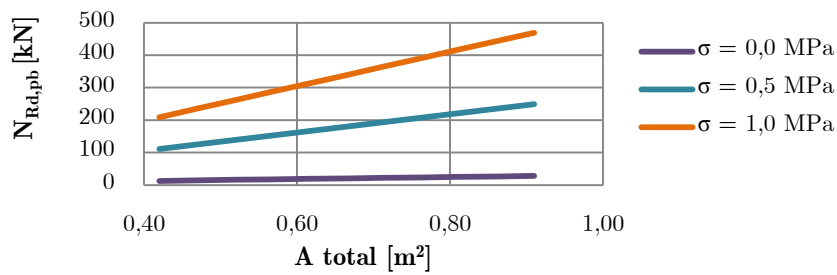


Gráfico 5.2 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,pb}$) que se pretende mobilizar, em função da área de argamassa, para: $f_{vko} = 0,078$ MPa; espessura de parede $b = 0,35$ m; coeficiente de atrito $\mu = 0,70$.

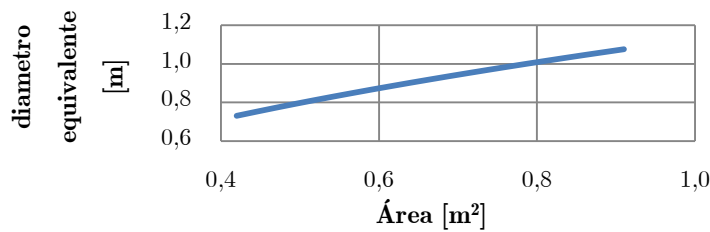


Gráfico 5.3 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.

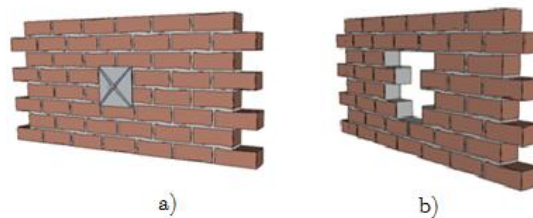


Figura 5.12 – Esquema representativo duma parede em alvenaria de pedra simples: (a) antes do arrancamento da placa de ancoragem; (b) modo de rotura por atrito entre juntas.

Através do gráfico 5.2, pode-se aferir que a força de dimensionamento varia linearmente em função da área de argamassa. Neste caso, a tensão de compressão instalada influi significativamente no resultado do dimensionamento, ou seja para a mesma área de argamassa teremos diferentes valores de dimensionamento em função da maior ou menor compressão existente na zona de ancoragem, no próprio plano da alvenaria.

Por outro lado, a partir do gráfico 5.3 pode-se ter perceber melhor a relação entre a área de juntas e o diâmetro equivalente mobilizado envolta da ancoragem, o qual atinge a dimensão de cerca de 1,1 metros.

5.3.2.2. Alvenarias de Tijolo

Para alvenarias de tijolo de pano simples, fez-se a análise para uma alvenaria: com 100 mm de espessura; altura (h) entre 4 e 130 mm; comprimento (l) entre 150 e 240 mm; resistência ao corte de compressão nula (f_{vko}) de 0,20 MPa [16]. Com base nestas dimensões, fez-se um estudo da força de dimensionamento em função da área de argamassa, para o coeficiente de atrito de 0,40 e igualmente para três estados de tensão de compressão (σ): 0,0; 0,5 e 1,0 MPa. De acordo com estes valores, obteve-se a relação entre área de juntas e a força de dimensionamento, como mostra o gráfico 5.3 e o esquema da figura 5.13.

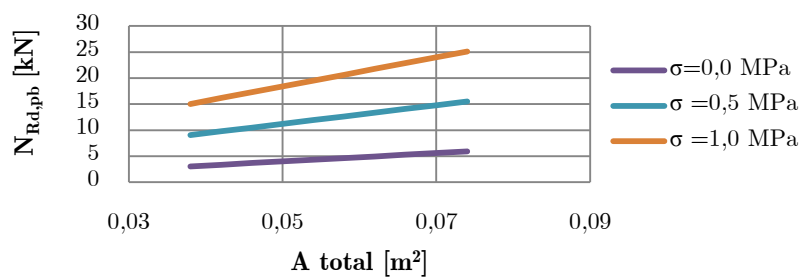


Gráfico 5.4 – Variação da força de dimensionamento ($N_{Rd,pb}$) que se pretende mobilizar, em função da área de argamassa, para: $f_{vko} = 0,20$ MPa; coeficiente de atrito $\mu = 0,40$; espessura de parede $b = 0,10$ m.

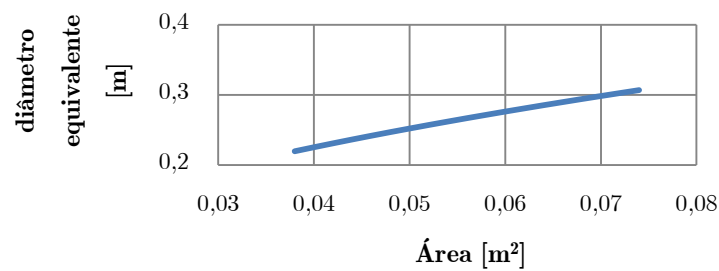


Gráfico 5.5 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.

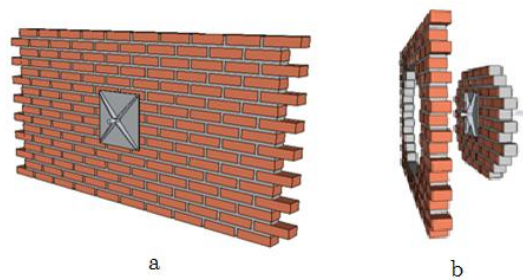


Figura 5.13 – Esquema representativo duma parede em alvenaria de tijolo simples: (a) antes do arrancamento da placa de ancoragem; (b) modo de rotura por atrito entre juntas.

O gráfico 5.4 mostra que a força de dimensionamento estabelece uma relação linear em função da área abrangida, como seria de esperar face às alvenarias de pedra. Para além disso, pode-se dizer também que, as reduzidas dimensões arbitradas para as unidades de alvenaria resultaram em forças de dimensionamento reduzidas.

O gráfico 5.5, por sua vez, mostra a relação entre a área de juntas e o diâmetro mobilizado, que para os valores acima considerados, não excede os 30 cm.

5.3.2.3. Comparação entre Alvenarias de pedra e Tijolo

Para complementar o estudo da análise de sensibilidade, estabeleceu-se uma comparação entre as alvenarias de tijolo e de pedra, tendo em consideração diferentes rácios entre altura e comprimento (h/l). Neste sentido, fez-se variar a altura (h) em função do comprimento (l), este último variou entre 0,20 e 0,70 m. Por outro lado, fixou-se a largura (b) em 0,20 m. Foi também analisado o diâmetro equivalente para cada relação de altura e comprimento, com o intuito de ser fisicamente perceptível, a dimensão da área mobilizada. Desta forma e com os valores acima mencionados obteve-se a seguinte sequência de gráficos:

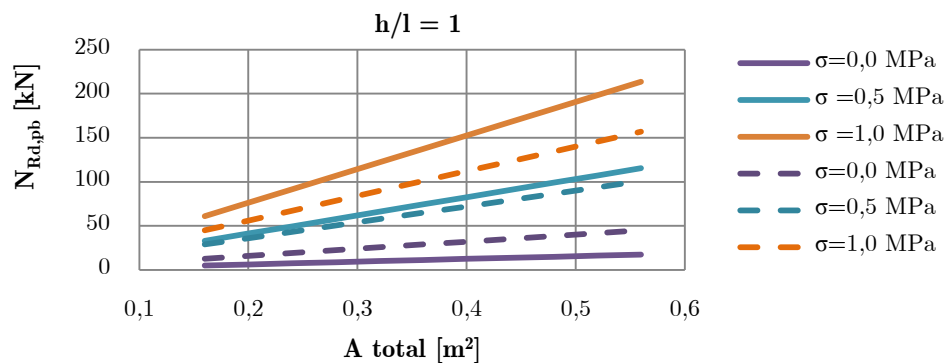


Gráfico 5.6 – Variação da força de dimensionamento em função da área mobilizada, para valores de comprimento (l) entre 0,20 e 0,70 m e uma relação $h/l = 1$: alvenaria de pedra (linha contínua); alvenaria de tijolo (linha tracejada).

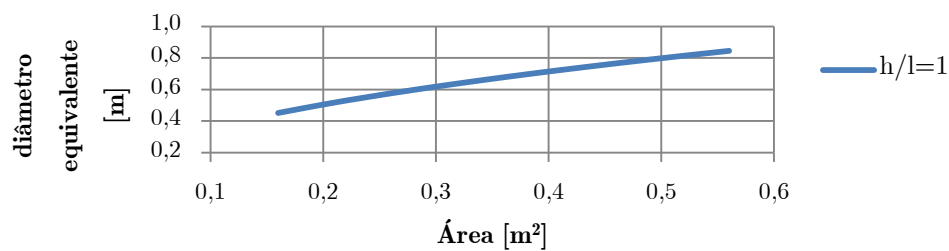


Gráfico 5.7 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.

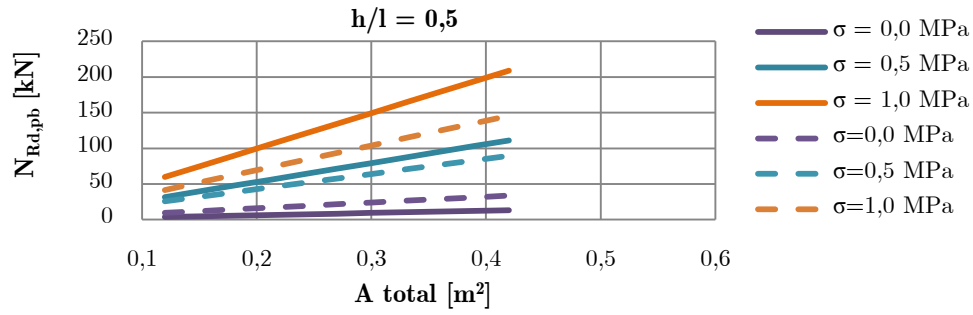


Gráfico 5.8 – Variação da força de dimensionamento em função da área mobilizada, para valores de altura entre 0,20 e 0,70 m e uma relação $h/l = 0,50$: alvenaria de pedra (linha continua); (b) alvenaria de tijolo (linha tracejada).

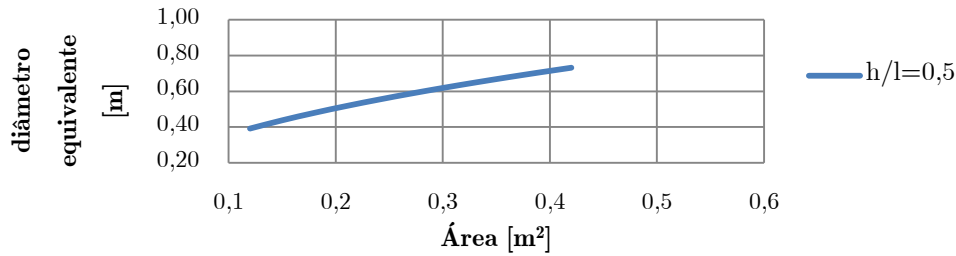


Gráfico 5.9 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.

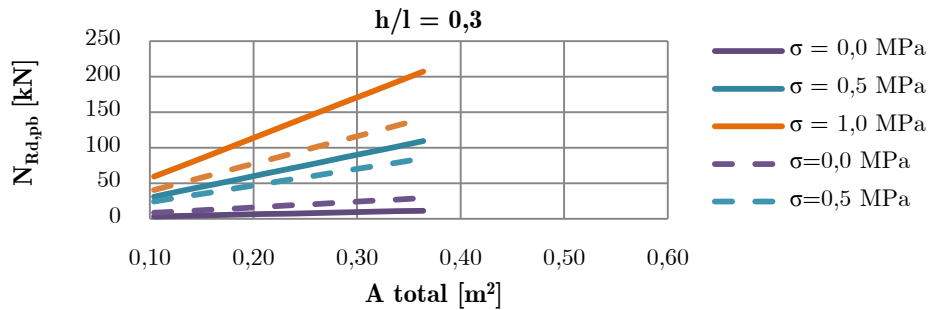


Gráfico 5.10 – Variação da força de dimensionamento em função da área mobilizada, para valores de altura entre 0,20 e 0,70 m e uma relação $h/l = 0,30$: alvenaria de pedra (linha continua); alvenaria de tijolo (linha tracejada).

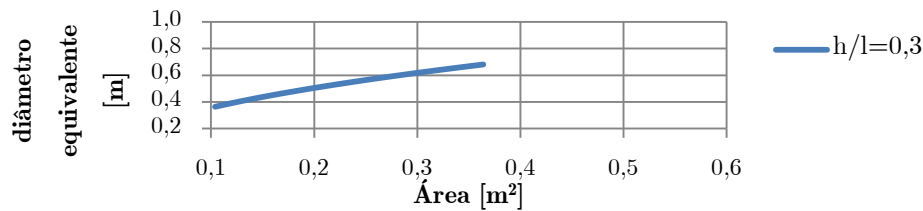


Gráfico 5.11 – Variação do diâmetro equivalente em função da área de juntas.

Da análise comparativa entre alvenarias de pedra e de tijolo, para as mesmas dimensões das unidades de alvenaria, pode dizer-se que a força de dimensionamento e a área de juntas de argamassa (verticais e horizontais), diverge devido aos dois valores diferentes da resistência de corte de compressão nula e do coeficiente de atrito. Desta forma, pode-se também concluir, que para as mesmas dimensões das unidades de alvenaria e área de juntas, a força de dimensionamento para as alvenarias de tijolo é superior até valores próximos de 0,50 MPa de compressão axial. Acima desse valor, existe um ponto de inflexão e as alvenarias de pedra passam a ter valores de dimensionamento maiores, face às de tijolo.

Por outro lado, à área de juntas de argamassa associa-se o diâmetro equivalente mobilizado, pelo que, da análise gráfica efetuada, pode-se verificar que o diâmetro teve uma variação pouco significativa.

5.4. Conclusões

Para concluir este capítulo, nomeadamente a análise de dimensionamento apresentada, há que ter em conta alguns aspetos. Primeiro que tudo, é necessário ter a perceção que o facto de não se ter considerado a resistência das juntas à torção e à flexão influi no erro cometido da força de tração de dimensionamento.

Pode-se ainda aferir que o facto de haver compressão que provoca uma tensão de atrito nas juntas horizontais, influencia significativamente os valores da força de dimensionamento.

Fazendo ainda uma análise cruzada dos resultados, por rotura das juntas e os por rotura da ligação aparafusada, pode-se referir que para mobilizar uma determinada força de dimensionamento é possível escolher, a classe resistente e diâmetro do aço mais adequados, e analisar a área de juntas argamassadas necessária, com base na tensão de compressão existente.

6. Considerações Finais

6.1. Conclusão

Com a conclusão desta dissertação, é agora possível fazer algumas considerações importantes.

O estudo de Atirantamentos metálicos, pela sua complexidade mecânica, pode ser decomposto em duas partes, tirantes e sistemas de ancoragem.

No que respeita aos tirantes simples, pôde-se perceber o que são, como são colocados, o porquê e vantagens da sua aplicação. O seu dimensionamento, através de pregagens curtas injetadas, auxiliou o estudo de forma a perceber os modos de rotura quando solicitados a ensaios de *pull-out* e aqui, existe a ausência de uma base de dados experimental que permita determinar com mais exatidão o valor de K_1 , na rotura por destacamento do cone.

Por outro lado, o estudo dos sistemas de ancoragem ajudou a perceber que a sua aplicação permite distribuir a força transmitida pelos tirantes, por uma área bastante mais abrangente de parede, designada por área de influência.

Após se ter analisado as componentes, estudou-se os Atirantamentos metálicos perpendicularmente às paredes de alvenaria e ancorados às mesmas. Ficou-se a perceber que este mecanismo possibilita o funcionamento global da estrutura, nomeadamente quando se trata de zonas de elevado risco sísmico, evitando a queda das fachadas para fora do seu plano. Foi também analisado métodos de dimensionamento por rotura da ligação aparafusada e por corte das juntas de argamassa e aqui, o estudo das pregagens curtas foi

relevante, pois foi daí que se analisou a possível área de juntas de um tirante dotado de um dispositivo de ancoragem solicitado à tração.

No entanto este tema carece de uma referência normativa que auxilie os projetistas na sua aplicação e dimensionamento, talvez por isso os atirantamentos aplicados até à data tenham sido utilizados com o conhecimento empírico.

Com base neste trabalho pode-se verificar que o dimensionamento de Atirantamento não se torna acessível pelo facto de existirem variadas tipologias de alvenarias, estados de conservação diferentes (idade), dimensões que diferiram ao longo do tempo até à data. Este desafio acresce quando se pretende incluir Sistemas de Ancoragens, que também aqui e como já se viu variam com o tipo de alvenaria.

6.2. Desenvolvimentos Futuros

Como em qualquer metodologia de aplicação e dimensionamento de âmbito estrutural requer uma base normativa. Como desenvolvimentos futuros do trabalho realizado nesta dissertação, propõe-se as seguintes sugestões:

- Implementação de Atirantamentos metálicos ancorados em matéria de reabilitação, a um número significativo de habitações, como forma de prevenção, nomeadamente das ações sísmicas;
- Elaboração de estudos experimentais no âmbito do arrancamento de atirantamentos ancorados, que tenham em linha de conta o cruzamento de

variáveis, por um lado a tipologia das alvenarias e o seu estado de conservação, por outro lado, os tipos de sistemas de ancoragens existentes;

- Criação de uma norma que estabeleça uma metodologia de aplicação desenvolvimento experimental e dimensionamento de tirantes que auxiliem os projetistas.

7. Bibliografia

- [1] Lourenço, P.B., (2005). From fracture mechanics to case studies: The issue of cultural heritage, em: *Anales de Mecánica de la Fractura*. Eds. J. Galvéz et al. Almagro, Espanha. pp. 10-17.
- [2] Candeias, P.O.X., 2008. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria. Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho. Guimarães, Portugal. (Tese de Doutoramento)
- [3] Roque, J.C.A., 2002. Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria. Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho. Guimarães, Portugal. (Tese de Mestrado)
- [4] D'ayala, D., E.S., 2002. An Integrated Procedure for the Assessment of Seismic Vulnerability of Hitoric Buildings. *Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering*. London, U.K. Paper N°. 561.
- [5] Giuffrè, A., 2006. Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici II caso Ortigia. 5^a ed. Eds. Laterza. Roma, Itália.
- [6] Camorani, G., 2010. Un contributo alla progettazione di interventi di rinforzo di strutture in muratura con materiali compositi: indagine sperimentale e modelli teorici. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Salerno. Salerno, Itália. (Tese de Doutoramento)
- [7] Modena, C., Pineschi, F., Valluzzi, M., 2000. Valutazione della vulnerabilità sísmica di alcune classi di strutture esistenti. Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo, CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Roma, Itália.
- [8] Appleton, J., 2003. Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Técnicas de Intervenção. 1^a ed. Eds. Orion. Portugal.

- [9] Luong, T.H., 2010. Identification of the Tensile Force in Tie-rods using Modal Analysis Tests. Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho. Guimarães, Portugal. (Tese de Mestrado)
- [10] Rondelet, J.B., 1802. *Traité théorique et pratique de l'art du batir*. Paris, France.
- [11] Sabatino, R., 2010. *Analisi Non Lineare di Pareti Murarie Sotto Azioni Orizzontali: modellazione a telaio equivalente*. Universidade de Salerno. Salerno, Itália. (Tese de Doutoramento)
- [12] Costa A., Arêde, A., Guedes, J.M., Paupério, E., Pouca, N.V., 2009. *As Ligações na Reabilitação Estrutural*. Seminário Internacional de Reforço e Reabilitação - Ligações Estruturais. Porto, Portugal.
- [13] Croci, G., 1998. *The Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage*. Computational Mechanics. Southampton, Inglaterra.
- [14] ICOMOS (International Scientific Committee for analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage), 2003. *Recommendations for the Analysis, Conservation and Structural Restoration Architectural Heritage*. pp. 25-29.
- [15] Costa, A., 2010. *Metodologias de Avaliação da Segurança em Construções Tradicionais*. Curso avançado de reabilitação sísmica de estruturas. Reabilitar. Lisboa, Portugal.
- [16] E.O.T.A., 2010. ETAG No 029 Guideline for European Technical Approval of Metal Injection Anchors for use in Masonry. Bruxelas, Bélgica.
- [17] E.O.T.A., 1997. ETAG No 001 Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for use in Concrete. 1997. Bruxelas, Bélgica.
- [18] NP EN 1996-1-1 (Eurocódigo 6): *Projecto de Estruturas de Alvenaria*.
- [19] Ferrari, G., 2006. *Chemical Anchoring Systems for Strengthening and Strutural Restoration Purposes*. Proceedings of Structural Analysis of Historical Constructions New Delhi. Índia. pp. 683-690.

- [20] Tuscanmill, site: <http://tuscanmill.wordpress.com/renovation-spot-2/tirantatura-capping-structural-chains/>, Data de acesso: 5 de Outubro 2012.
- [21] Martins, J.G., Barros, R.S., 2006. Reforço Sísmico de Estruturas de Alvenaria com Elementos Metálicos. 1ª ed. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Fernando Pessoa. Porto, Portugal.
- [22] Indirli, M., Castellano, M.G., 2008. Shape Memory Alloy Devices for the Structural Improvement of Masonry Heritage Structures. International Journal of Architectural Heritage, Conservation, Analysis, and Restoration. Vol. 2. Issue 2. Taylor & Francis Eds. pp. 93-119.
- [23] Moreira, S., Oliveira, D.V., Ramos, L.F., Lourenço, P.B., Fernandes R.P., Guerreiro, J., 2012. Experimental study on the seismic behavior of masonry wall-to-floor connections. Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE). Lisboa, Portugal.
- [24] Tonello, A., 2010. Analisi Sismica di Tipo Pushover di Palazzo Valloni A Rimini, in Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio. Universidade Bolonha. Bolonha, Itália. (Tese de Mestrado)
- [25] Appleton, J., Aguiar, J., Cabrita, A. Reis, 2001. Guião de Apoio à Reabilitação de Edifícios Habitacionais. Vol. 2. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (LNEC). Lisboa, Portugal.
- [26] Modena, C., Casarin, F., Valluzzi, M.R., Porto, F., 2006. Codes of Practice for Architectural Heritage in Seismic Zones. Proceedings of Structural Analysis of Historical Constructions. New Delhi, India. pp. 107-120.
- [27] Oliveira, C.S., Costa, A., Nunes, J.C., 2008. Sismo 1998 - Açores : uma década depois. 1ª ed. Governo dos Açores SPRHI, S.A. Açores, Portugal.
- [28] Azevedo, H.D.S., 2010. Reforço de Estruturas de Alvenaria de Pedra, Taipa e Adobe com Elementos em Madeira Maciça. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Porto, Portugal. (Tese de Mestrado)

- [29] NP EN 1993-1-8 (Eurocódigo 3): Projecto de Ligações em Estruturas de Aço.
- [30] Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e L'Adeguamento Sismico degli Edifici. 2005: Itália.